



Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département des Mines et géologie

Memoire de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Mines

Option : Exploitation Minière

Présenté par

MAAMAR Hamza

HAMLAT Belaid

Thème

**MODÉLISATION D'UNE PHASE D'EXCAVATION ET DE
STABILISATION AU NIVEAU DU PORTAIL NORD DU
TUNNEL PK9 À MILA**

Soutenu le 03 / 07 /2016 devant le jury composé de:

Président: Mr GUELMAMI.

(M.A.A à l'université de Béjaia)

Promoteur: Mr BOUKARM.

(M.A.B à l'université de Béjaia)

Examineur: Mr FREDJ.

(M.A.A à l'université de Béjaia)

Année Universitaire: 2015-2016

Remerciements

Nous tenons à remercier en premier notre encadreur, **Mr BOUKARM**, Maitre assistant à l'université de Béjaia, pour sa précieuse aide, ces conseils avisés, pour avoir dirigé ce travail et de le mener à terme.

Nous tenons aussi à remercier les membres du jury : **Mr GUELMAMI**, et **Mr FREDJ** Maitres assistants de classe A à l'université de Béjaia, pour avoir acceptés d'examiner ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous les membres de la société ANBT, pour leur accueil, leur confiance. Ils nous auront permis de concrétiser nos objectifs pour ainsi préparer notre mémoire de fin d'étude et furent d'une aide très précieuse.

Je dédie ce modeste travail avant tout à mes chers parents.

À mes frères : Boubakeur, Bilel, Abdou et Islam.

À ma petite sœur Amira.

À mon binôme Belaid et à tous mes amis.

MAAMAR Hamza

A mes chers parents

A mes adorables frères et sœurs

A mes fabuleux ami(e)s

Je n'ai que ces humbles mots
en guise de gratitude, je vous aime.

B.H

Liste des abréviations

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale

Table des matières

Chapitre I : Les mouvements de terrain.

I.	Introduction	2
II.	Mouvements de terrain	2
II.1.	Définition du mouvement de terrain	2
II.2.	La classification des mouvements de terrain	2
II.3.	Types de mouvement de terrain	3
II.3.1.	Les mouvements lents et continus	3
II.3.2.	Les mouvements rapides et discontinus	7
III.	Principales causes des mouvements de terrains	12
III.1.	Les causes anthropiques	12
III.1.1	Les surcharges au sommet du talus.....	12
III.1.2.	Les déblais ou les excavations à la base du talus.....	12
III.1.3.	La déforestation.....	13
III.1.4.	Les explosions.....	13
III.2.	Les causes naturelles	13
III.2.1.	Action et influence de l'eau.....	13
III.2.2.	Action de la pesanteur.....	13
III.2.3.	La nature des terrains	14
III.2.4.	Actions sismiques	15
IV.	Conséquences et enjeux	15
V.	Conclusion	15

Chapitre II : Les méthodes de stabilisation.

I.	Introduction	16
II.	Les méthodes de calcul de la stabilité	16
II.1.	Les méthodes numériques	16
II.1.1.	Aperçu de la méthode des éléments finis	18

II.2.	Les méthodes déterministes	19
II.2.1.	Méthodes de l'équilibre limite	20
II.3.	Notion de facteur de sécurité	27
III.	Stabilisation et ouvrages de soutènement	28
III.1.	Stabilisation par terrassement	28
III.1.1.	Remblai de pied	29
III.1.2.	Allègement en tête	29
III.1.3.	Reprofilage	30
III.1.4.	Purge	30
III.1.5.	Substitution totale ou partielle	30
III.2	Dispositifs de drainage	31
III.2.1.	Collecte et canalisation des eaux de surface	31
III.2.2.	Tranchées drainantes.....	32
III.2.3.	Drains subhorizontaux	32
III.2.4.	Masques et éperons drainants	33
III.2.5.	Drains verticaux	33
III.3.	Eléments résistants	33
III.3.1.	Ouvrages de soutènement	33
III.3.2.	Tirants d'ancrages	35
III.3.3.	Le cloutage	36
III.5.	Cas des remblais sur sols mous	37
IV.	Conclusion	38

Chapitre III : Cas d'étude du portail nord du tunnel PK9.

I.	Introduction :	39
II.	Présentations du site et du projet :	39
II.1.	Localisation géographique du site :	41
II.2.	Géologie de la région :	41
II.2.1	Séquence lithographique :	41
II.2.2.	Structure :	45
II.2.3.	Fracturation et Failles :	45
II.2.4.	Relevés des carottes :	46
II.3	Hydrogéologie :	49

II.4.	Caractérisation géotechnique :	50
II.5.	Caractérisation sismique :	52
III.	Vérification de la stabilité du portail nord du tunnel PK9 :	54
III.1.	Problématique :	54
III.2.	Présentation des méthodes de stabilisation utilisées :	54
III.2.1	Méthode des éléments Finis (Modélisation par PLAXIS V8.2) :	55
III.2.2.	Méthode de l'équilibre limite :	56
IV.	Modélisation par PLAXIS V8.2 :	57
IV.1.	Etablissement d'un modèle de calcul de référence :	59
IV.1.1.	Géométrie et caractéristiques géotechniques du sol :	59
IV.1.2.	Génération du maillage:	61
IV.1.3.	Définition des conditions initiales	62
IV.2	Procédure de calcul :	63
IV.3.	Résultats Obtenus :	67
IV.3.1.	Examen des résultats pour la phase 3 :	68
IV.3.2.	Examen des résultats pour la phase 4 :	70
IV.3.3.	Examen des résultats pour la phase 5 :	71
IV.3.4.	Examen des résultats pour la phase 6 :	73
IV.3.5	Examen des résultats pour la phase 7 :	75
IV.4.	Interprétation générale :	75
V.	Modélisation par SLIDE V6.0 :	76
V.1	présentation du modèle :	76
V.1.1.	Caractéristique des couches du sol :	76
V.1.2.	Insertion du niveau phréatique de la nappe d'eau :	77
V.2.	Application de soutènement :	77
V.2.1.	Propriétés mécaniques et techniques du soutènement :	78
V.3.	Le coefficient de sécurité :	78
V.3.1.	Le coefficient de sécurité (Fs) avant l'application de soutènement :	78
V.3.2.	Le coefficient de sécurité (Fs) après l'application de soutènement :	79
V.3.3.	Interprétation des résultats :	79
VI.	Conclusion :	80

Conclusion générale

Liste des tableaux

Chapitre II :

Tableau II.1: différents formules de coefficient de sécurité	27
---	----

Chapitre III :

Tableau III.1 : Caractérisation géotechnique du portail nord	51
Tableau III.2 : Caractérisation géotechnique des couches du modèle.....	59
Tableau III.3 : Propriétés mécaniques et techniques des pieux.....	60
Tableau III.4 : Propriétés mécaniques et techniques des Tirants.....	60
Tableau III.5 : Propriétés mécaniques et techniques des Bulbes.....	61
Tableau III.6 : les valeurs de K_0	62
Tableau III.7 : Caractéristique géotechnique des couches du sol.....	76
Tableau III.8 : Caractéristique mécanique et technique du soutènement.....	78

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre. Source : INERIS : institut national de l'environnement industriel et des risques.	4
Figure I.2 : les effondrements	5
Figure I.3 : Schéma Explicatif des phénomènes retrait – gonflement.	5
Figure I.4 : phénomène de fluage.	6
Figure I.5 : phénomène de la Solifluxion.	6
Figure I.6 : Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines.	7
Figure I.7 : phénomène des écroulements.	8
Figure I.8 : Coulée de boue.	9
Figure I.9 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain (Durville et Sève, 1996)	9
Figure I.10 : Glissement plan.	11
Figure I.11 : Glissement rotationnel.	11

Chapitre II :

Figure II.1 : Exemple d'exploration exhaustive de l'espace de recherche . Représentation de la fonction erreur F_{err} sur l'espace de recherche (G_{ref}, Φ).	17
Figure II.2: Exemple d'une rupture circulaire.	21
Figure II.3 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.	23
Figure II.4: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.	24
Figure II.5: Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée.	25
Figure II.6: Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement, DUNCAN et WRIGHT [2005].	26
Figure II.7 : Stabilisation par terrassement.	29
Figure II.8 : Méthode de stabilisation par drains subhorizontaux.	32
Figure II.9 : Stabilisation par pieux et tirants (portail nord du tunnel Pk9 Mila).	35
Figure II.10 : Stabilisation par tirants d'ancrages.	36
Figure II.11 : Stabilisation par des clous.	37

Chapitre III :

Figure III.1 : localisation géographique du site (image par google earth2008).....	41
Figure III.2 : Blocs dans le talweg/Chaaba à l'ouest du tracé.....	42
Figure III.3 : Marnes, marnes sableuses et des bancs du grès, dans le talweg à l'ouest du tracé.....	44
Figure III.4 : Réalisation du forage SN 103.....	48
Figure III.5 : Extrait du profile géologique du projet qui met en évidence les valeurs des essais SPT réalisés dans les sondages de la nouvelle campagne d'investitionscomplémentaire.....	51
Figure III.6 : Carte de zonage sismique du territoire national – RPA99.....	53
Figure III.7 : Géométrie et dimension du modèle.....	59
Figure III.8 : Maillage du modèle.....	61
Figure III.9 : Génération de la nappe phréatique.....	62
Figure III.10 : Contrainte initiale avant d'accéder au module calcul.....	63
Figure III.11 : Activation du pieu (phase 3).....	65
Figure III.12 : Excavation de la première partie et mise en place du premier tirant et bulbe (phase 4).....	66
Figure III.13 : Excavation de la seconde partie et mise en place du second tirant et bulbe (phase 5).....	66
Figure III.14 : Excavation de la troisième partie et mise en place du troisième tirant et bulbe (phase 6).....	67
Figure III.15 : coefficient de sécurité avant lesoutènement.....	67
Figure III.16 : Déplacement totale du pieu isolé.....	68
Figure III.17 : Déplacement horizontal du pieu isolé.....	68
Figure III.18 : Déplacement vertical du pieu isolé.....	69
Figure III.19 : Déplacements totaux de l'ouvrage phase (4).....	69
Figure III.20 : Déplacements horizontaux de l'ouvrage phase (4).....	70
Figure III.21 : Déplacements verticaux de l'ouvrage (phase 4).....	70
Figure III.22 : Déplacement totaux de l'ouvrage dans la phase (5).....	71
Figure III.23 : Déplacements horizontaux de l'ouvrage phase (5).....	72
Figure III.24 : Déplacements verticaux de l'ouvrage (phase 5).....	72
Figure III.25 : Déplacement totaux de l'ouvrage dans la phase (6).....	73

Figure III.26 : Déplacements horizontaux de l'ouvrage phase (6).....	74
Figure III.27 : Déplacements verticaux de l'ouvrage (phase 6).....	74
Figure III.28 : Calcul du coefficient de sécurité (phase 7).....	75
Figure III.29 : Géométrie du modèle choisit.....	76
Figure III.30 : Le niveau de la nappe phréatique.....	77
Figure III.31 : Introduction du soutènement.....	77
Figure III.32 : Le coefficient de sécurité (FS) avant le soutènement.....	78
Figure III.33 : Le coefficient de sécurité après le soutènement.....	79

Liste d'abréviations

TBM : Tunnel boring machine.

APD : Avant projet détaillé.

APS : Avant projet sommaire.

γ : Poids volumique

Φ : Angle de frottement interne.

c' : Cohésion.

E : Module d'élasticité.

g : Accélération gravitationnel.

K₀ : Coefficient des terres au repos.

F_s : Facteur de sécurité.

SPT : Standard pénétration test.

GOK : bord supérieur du terrain.

Hm³ : hectomètre cube.

RPA : règles parasismiques algériennes.

Introduction générale

Les mouvements de terrain sont des phénomènes souvent engendrés par la force de la nature. Cependant, l'action humaine constitue aussi un facteur déclencheur l'un des plus répandus des instabilités. Une étude approfondie de ces phénomènes, de ses causes et conséquences peut aider à mieux les cerner et réduire leurs effets.

Avant la réalisation d'un projet comportant une excavation, il est impératif d'effectuer une étude poussée et une recherche permettant d'évaluer le risque d'instabilité pour les cas les plus complexes notamment les glissements de terrain majeurs. A cet effet, Nous avons choisi d'étudier la stabilité du versant donnant sur le portail nord du tunnel PK9 à Mila. En effet, la réalisation de l'entrée de cet ouvrage de grande ampleur est fortement menacée par un glissement de terrain.

Or les entreprises en charge de la construction de cet ouvrage, à savoir MAPA INSAAT et ETRHB HADDAD ont opté pour une solution de soutènement qui consiste à mettre en place des pieux perforés et des tirants d'ancrages pour faire face aux poussés de terrain qui menacent le portail nord.

Dans le cadre d'une étude d'un mouvement, il est nécessaire de connaître les méthodes de stabilisation. Pour notre cas, on a choisi d'étudier la stabilité de ce versant — avec les solutions optées par les deux entreprises — en utilisant deux approches différentes qui sont la méthode des élément finis et la méthode de l'équilibre limite, tout en ayant un œil critique concernant la solution optée et l'évaluation de sa stabilité.

Notre mémoire se répartie en trois chapitres :

- Les mouvements de terrain ;
- Les méthodes de stabilisation ;
- Cas d'étude du portail nord du tunnel PK9 à Mila.

I. Introduction :

Les mouvements de terrain sont des phénomènes d'origines très diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Ils constituent généralement des phénomènes ponctuels, de faible ampleur et d'effets limités. Mais par leur diversité et leur fréquence, ils sont néanmoins responsables de dommages et de préjudices importants et coûteux.

De nombreux paramètres, naturels ou anthropiques, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain (géologie, hydrogéologie,...etc.). Les mouvements de terrain engendrent des risques pour les personnes, mais également pour les biens et l'économie. Il est possible d'agir sur ces risques de deux manières, en intervenant sur l'aléa ou sur les enjeux. Les mesures de protection mises en place visent à réduire au maximum l'aléa dans les zones menacées. La prévention permet de réduire la vulnérabilité au sein de ces secteurs, par l'information des populations, l'adoption de mesures d'urbanisme ou de mesures constructives, l'étude et la surveillance de mouvements actifs.

Dans ce chapitre, nous allons expliquer les phénomènes de mouvements de terrain, leurs différents types, évoquer ces causes ainsi que ces enjeux et conséquences.

II. Mouvements de terrain :

II.1. Définition du mouvement de terrain :

Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme...etc.) ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassement,...etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure. [1]

II.2. La classification des mouvements de terrain

Les formes et l'ampleur des mouvements de terrain sont très diverses en raison de la multiplicité des mécanismes d'initiation et d'évolution (érosion, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique,...), liés à :

- la topographie (pente du versant, dénivelée, etc...)

- à la lithologie (caractéristiques physiques et mécaniques et la sensibilité des matériaux solide, plastique, visqueux et liquide),
- à la structure géologique (pendage, fracturation, superposition des couches...)
- aux nappes aquifères,
- à la teneur en eau, etc.

Les mouvements de terrain sont liés à un mouvement gravitaire de masses de terrain déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte de neige, pluviométrie anormalement forte, secousses sismiques, diminution de butée par érosion de la mer,) ou anthropiques (terrassment, vibration, déboisement, exploitation des matériaux ou de nappes aquifères. Toutes les classifications se basent sur l'association de plusieurs informations : Les types de mouvements et types de matériel auxquels s'ajoutent des informations sur l'activité et la vitesse des déplacements. [1]

II.3. Types de mouvement de terrain :

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement. Selon la vitesse de déplacement, on distingue les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

II.3.1. Les mouvements lents et continus :

Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage et le retrait-gonflement. Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions. Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'imposent [3].

❖ L'affaissement :

Les affaissements sont des mouvements verticaux de terrain qui abaissent lentement et sans rupture, la surface du sol, la plupart résultent d'un processus naturel, la consolidation ; ils produisent des cuvettes et dépressions parfois très vastes et des tassements d'ouvrages. Les

effondrements de cavités profondes comme les mines peuvent produire de vastes zones d'affaissements en surface. Les mouvements provoqués par le dégel ou la sécheresse sont des cas particuliers plus limités mais néanmoins souvent dommageables.

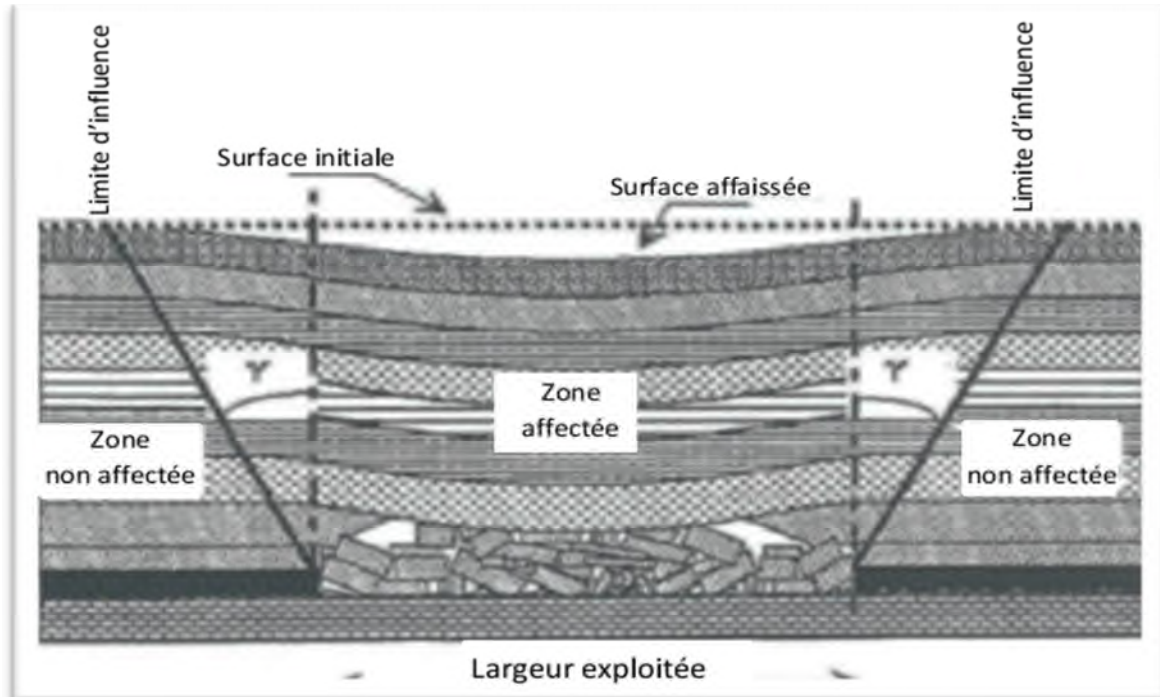


Figure I.1 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre. [3]

- La consolidation : elle affecte des matériaux meubles récemment déposés, sédiments subactuels, remblais... Elle est le résultat de l'écrasement des interstices d'un matériau granuleux, sous l'effet de son propre poids
- Les tassements d'ouvrages : un ouvrage construit dans un site dont le sous-sol est rocheux ou meuble, induit un champ de contraintes qui provoque sous lui des déformations progressives et permanentes. l'ouvrage s'enfonce plus ou moins dans le sol et peut subir des distorsions qui entraînent sa fissuration, voire son inclinaison.

❖ Les effondrements :

Les effondrements sont des écroulements subverticaux entraînés par des ruptures brusques de toits de cavités naturelles résultant de dissolutions de roches, calcaire ou gypse ou de soutènements de carrières souterraines ou de mines ; selon la surface, la hauteur et la profondeur de la cavité, ils aboutissent en surface à des dépressions, des cuvettes, des avens,

des gouffres ou des fontis, après s'être propagés à travers toutes sortes de matériaux, entre la cavité et le sol, en les fracturant et en les faisant foisonner.[4]

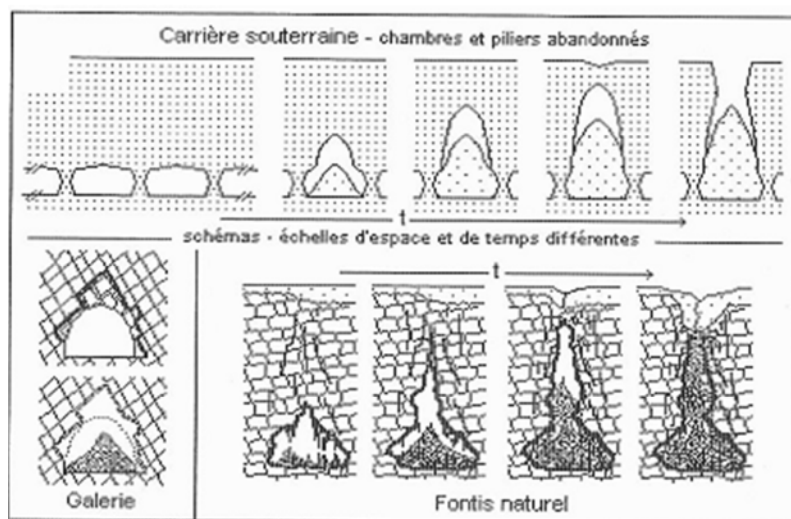


Figure I.2 : les effondrements [4].

❖ Le retrait-gonflement :

Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.[5]

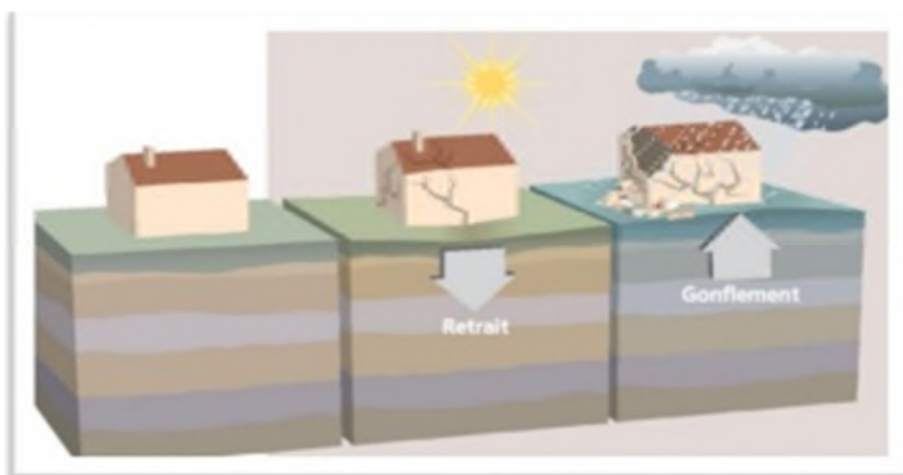


Figure I.3 : Schéma Explicatif des phénomènes retrait – gonflement [5].

❖ **Fluage :**

Le fluage se produit généralement au sein de formations (marnes, argiles plastique, etc.) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou anthropique). Ce type de phénomène s'observe également dans des remblais constitués d'argiles, qui ont été amenées à des teneurs en eau élevées au cours du temps et fluant sous leur propre poids. Dans l'exemple de la figure I.4, le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise.[5]

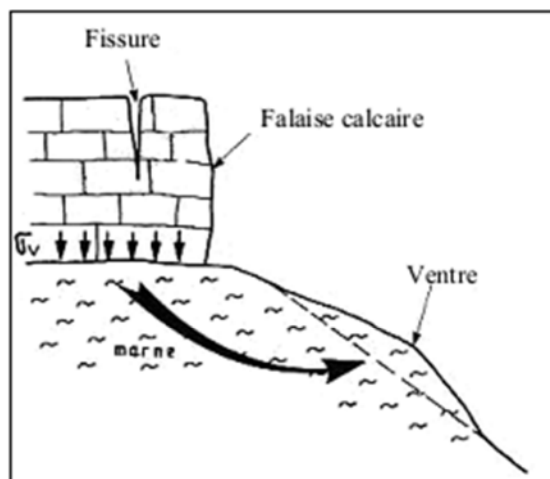


Figure I.4 : phénomène de fluage [5].

❖ **Solifluxion :**

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau [2].

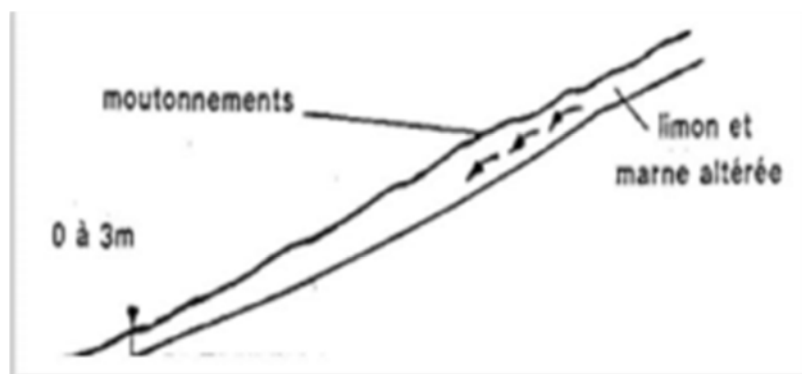


Figure I.5 : phénomène de la Solifluxion (B.Bastin, E.Juvigne, A.Pissart, 1972) [2].

II.3.2. Les mouvements rapides et discontinus :

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses. Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale[3].

❖ Les effondrements de cavités souterraines :

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.

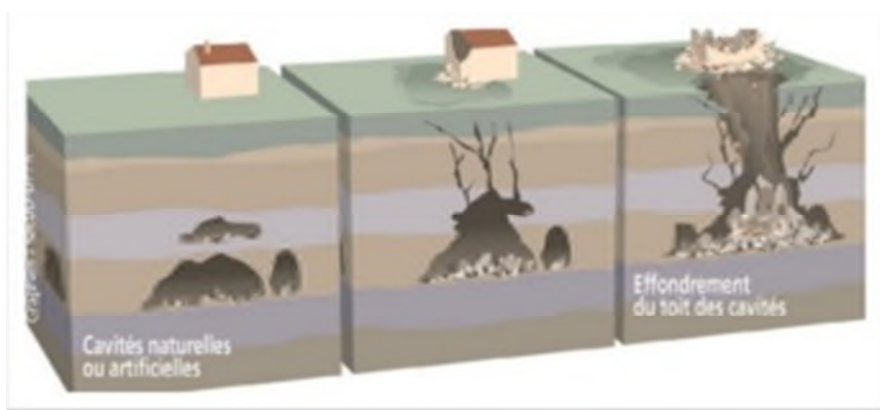


Figure I.6 : Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines (DDRM, 2008) [3].

❖ Les écoulements :

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses. On utilise le terme de chute de pierres lorsque des fragments ou des blocs de petite taille se détachent d'une paroi rocheuse. Le terme écoulement (ou éboulement) est utilisé lorsque la chute affecte, simultanément, une masse importante de matériaux de gros calibre. Les écoulements ont deux origines : présence de fractures préexistantes et de niveaux tendres sous-jacents [3].

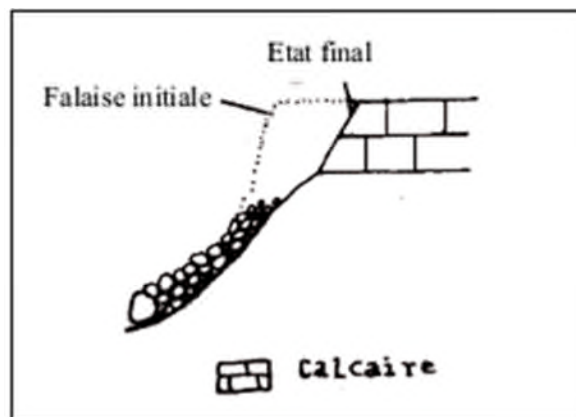


Figure I.7 : phénomène des écroulements (G.Philipponnat et B.Hubert, 1997)[3].

❖ Les coulées :

Les coulées sont assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes. Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue plusieurs types de coulées telle que :

- coulées boueuses (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, coulée boueuse d'origine volcanique, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne),
- coulées de solifluxion (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été)[4].

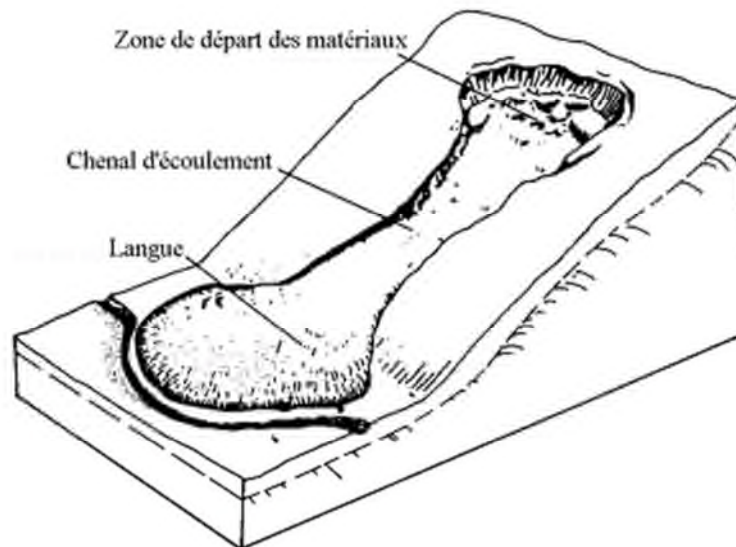


Figure I.8 : Coulée de boue [4].

❖ Les glissements :

Les glissements consistent en une descente massive et relativement rapide de matériaux le long d'une surface bien définie. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles..). Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Les glissements sont les mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier. Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure I.9 [2].

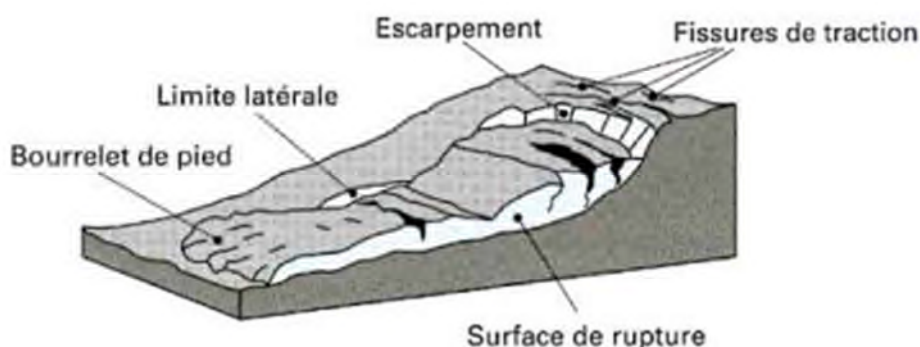


Figure I.9 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain
(Durville et Sève, 1996) [2]

La forme de la surface de rupture a permis de définir deux grandes catégories de glissement :

- Glissement plan ;
- Glissement rotationnel simple ;

A. Glissement plan :

Il se produit suivant un plan, le plus souvent au niveau d'une zone de discontinuité entre deux matériaux de nature différente par exemple limite entre une altérite et son substrat (figure I.10). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ».

B. Glissement rotationnel :

Ce type de glissement est très fréquent. Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère (figure I.11). La partie supérieure affaissée se scinde en blocs surmontés d'escarpement de failles. La partie inférieure évolue en une coulée plus ou moins développée.

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus, (voir figure I.11).

Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions [2].

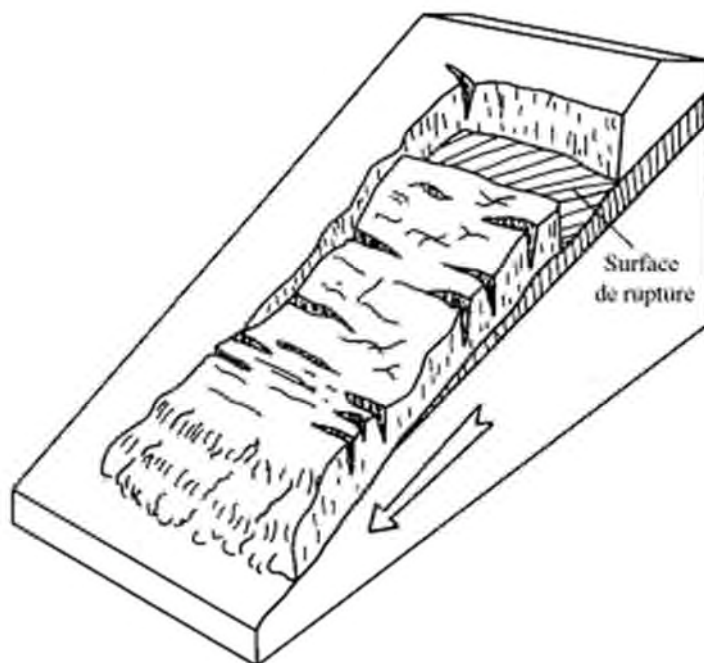


Figure I.10 : Glissement plan [4].

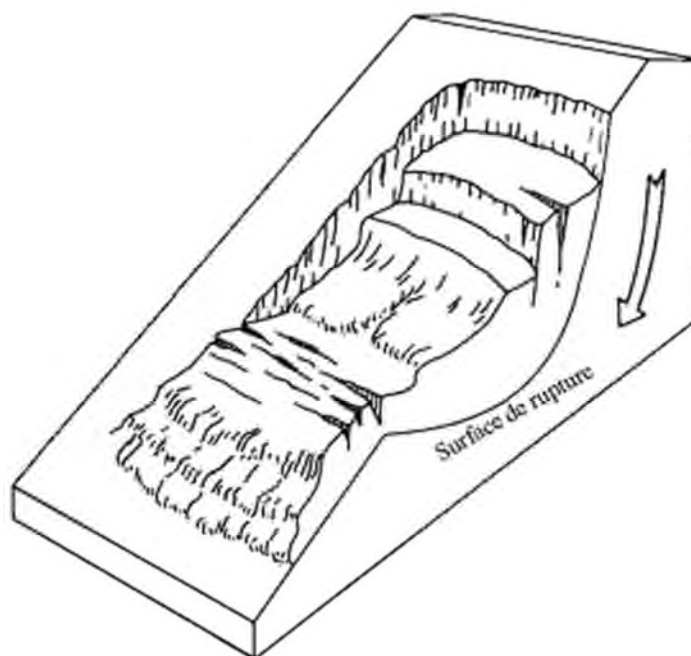


Figure I.11 : Glissement rotationnel [4].

III. Principales causes des mouvements de terrains :

Les instabilités des pentes peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, tels que la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol ou leurs changements provoqués par le développement géologique, ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels (précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau...). En particulier, la plupart des glissements affectant les grandes routes sont causés par les changements de la géométrie de la pente dus aux déblais et remblais. Une bonne partie des instabilités de terrains (40%) est donc liée à des interventions humaines qui fragilisent des zones déjà susceptibles au glissement [5].

III.1. Les causes anthropiques :

L'homme en rapport avec ses différentes activités est souvent le principal agent de désordres et déstabilisation des sols en particulier et de la nature en général.

III.1.1. Les surcharges au sommet du talus

L'action de surcharger un talus au sommet par la construction d'un remblai et l'entreposage temporaire ou permanent de matériaux divers tels que terre d'excavation, rebuts, neige, bois, ..., peut nuire à sa stabilité.

Le poids supplémentaire modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention. De plus, un remblai augmente généralement la pente du talus, ce qui diminue le coefficient de sécurité. Lorsque le remblai est composé d'argile, l'eau qui s'infiltre exerce une surcharge supplémentaire, en plus il agit sur la structure interne pour modifier les conditions d'eau souterraine et par le fait même, la stabilité du talus [5].

III.1.2. Les déblais ou les excavations à la base du talus

Le déblai ou l'excavation à la base du talus modifie les conditions d'équilibre en augmentant l'inclinaison et la hauteur du talus, ce qui nuit à sa stabilité. Ce type d'intervention peut provoquer un glissement de terrain lors de l'excavation, ou agir comme facteur aggravant [5].

III.1.3. La déforestation

La déforestation peut être naturelle. Par exemple à cause d'une sécheresse, d'un incendie, de vents violents, d'une éruption volcanique ou d'un raz de marée. Mais plus,

généralement, la déforestation est le fruit de l'homme. Pour développer des villes, des routes et des infrastructures, l'homme déboise autant que nécessaire.

Les forêts jouent un rôle très important en terme de stabilité des sols. La déforestation engendre donc à court ou à long terme des glissements de terrain et des coulées de boues [5].

III.1.4. Les explosions

Au cours des travaux de démolition, de carrières, de réalisation de routes et de tunnels, des explosifs sont souvent utilisés pour la destruction des matériaux durs qui présentent des obstacles pour l'avancement des travaux. Les explosions ainsi effectuées, engendrent des surcharges et des secousses importantes et rapides (vibrations). Les pressions interstitielles augmentent en déclenchant des glissements de terrains ou les secousses provoquent des chutes de blocs à vitesse très rapide [5].

III.2. Les causes naturelles :

III.2.1. Action et influence de l'eau

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste à travers plusieurs façons et à différents stades. C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement, ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités. Les eaux provenant des ouvrages construits par l'homme : pratiquement tous recevant ou transportant de l'eau peuvent être à l'origine de glissement de terrain. L'action de l'eau sur différent type de sol, mais surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraîne une baisse de résistance du milieu [5].

III.2.2. Action de la pesanteur

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement. La stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes. On parle du facteur de sécurité (F_s). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a conservation de l'équilibre. Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture. L'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus

souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au -delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied [5].

III.2.3. La nature des terrains

La nature des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène tout comme l'eau et la pente. La très grande majorité des glissements apparaissent dans des terrains argileux ou dans des formations grenues suffisamment chargées en argile pour que ce matériau impose son comportement. La prédisposition au glissement des terrains fins et argileux tient d'abord du rôle que peut jouer l'eau sous ses diverses formes [5].

III.2.4. Actions sismiques

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place. Nous avons vu également dans les milieux meubles saturés, un séisme donnant naissance à une pression interstitielle qui peut entraîner la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu [5].

IV. Conséquences et enjeux :

Les grands mouvements de terrain étant souvent peu rapides, les victimes sont, fort heureusement, peu nombreuses. En revanche, ces phénomènes sont souvent très destructeurs, car les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles. Les bâtiments, s'ils peuvent résister à de petits déplacements, subissent une fissuration intense en cas de déplacement de quelques centimètres, seulement. Les désordres peuvent rapidement être tels que la sécurité des occupants ne peut plus être garantie et que la démolition reste la seule solution.

Les mouvements de terrain rapides et discontinus (effondrement de cavités souterraines, écoulement et chutes de blocs, coulées boueuses), par leur caractère soudain, augmentent la vulnérabilité des personnes. Ces mouvements de terrain, ont des conséquences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication ...), allant de la dégradation à la ruine totale; ils peuvent entraîner des pollutions induites lorsqu' ils concernent une usine chimique, une station d'épuration...

Les éboulements et chutes de blocs peuvent entraîner un remodelage de paysage ; par exemple l'obstruction d'une vallée par les matériaux déplacés engendrant la création d'une

retenue d'eau pouvant rompre brusquement et entraîner une vague déferlante dans la vallée. Pour les mouvements lents, il n'y a pas de risque humain direct et leurs conséquences sont essentiellement socio-économiques ou d'intérêt public. Ce sont des dommages structurels très importants qui mènent à la ruine ou de fréquents arrêts de péril et d'évacuation (destruction totale ou partielle d'ouvrages de construction : habitations, infrastructures routières...). De façon indirecte, ce sont des perturbations au niveau de l'activité et des pertes financières importantes [6].

V. Conclusion :

Les mouvements de terrains constituent une rupture de l'équilibre naturel d'un sol ou d'un terrain et amorcent un processus d'instabilité à petite ou à grande échelle. Dans ce chapitre, on a évoqué leurs différents types, en expliquant leurs causes de déclenchement et leurs conséquences socio-économiques.

I. Introduction :

Dans le cadre de l'étude d'une instabilité d'un sol, l'ingénieur se trouve confronté à la nécessité de garantir la stabilité du terrain lors de son excavation afin d'assurer la sécurité des ouvriers et d'empêcher des phénomènes dangereux tel que les glissements de terrain ou bien le tassement,...etc. Il est donc nécessaire de disposer de modèles de prédiction fiables pour estimer le domaine de stabilisation et l'amplitude des mouvements de terrains provoqués par le creusement.

De nombreuses approches de calcul de la stabilité d'un sol ou d'un massif existent et peuvent être énumérées en deux grandes catégories qui sont : les approches numériques, et les approches déterministes.

Dans l'optique d'apporter des solutions de stabilisation, il est en effet possible de conforter un sol ou un massif, soit par une amélioration des caractéristiques mécaniques des sols, en augmentant sa résistance interne (c'est le renforcement des sols), soit en opposant simplement aux poussées qui menacent sa stabilité c'est-à-dire un ouvrage capable de les contenir (le soutènement).

Ce chapitre présente d'une part les différentes méthodes de stabilisation, leurs principes. Et d'autre part, on évoquera les nombreuses méthodes de soutènement et leurs principes d'exécution.

II. Les méthodes de calcul de la stabilité :

II.1. Les méthodes numériques :

Les méthodes numériques sont de principes simples. Dans un espace de recherche fini et discrétisé, un algorithme énumératif évalue la valeur de la fonction à optimiser en chaque point de l'espace solution. Par cette exploration exhaustive de l'espace de recherche des paramètres, l'ensemble des combinaisons possibles sur une plage de variation limitée par l'utilisateur sont comparées entre elles. La solution optimale est celle pour laquelle la valeur de la fonction erreur est la plus faible.

Dans la pratique beaucoup d'espaces de recherche sont trop grands pour que l'on puisse explorer toutes les possibilités une par une en ayant une chance d'obtenir une information utilisable. Cette méthode très coûteuse manque donc d'efficacité. Elle suppose d'avoir une idée précise de l'ordre de grandeur des paramètres et de ne pas être trop exigeant sur la

précision des résultats, pour limiter au maximum le nombre d'itérations et donc le temps de calcul. Une telle exploration exhaustive est aujourd'hui essentiellement utilisée pour tester d'autres méthodes plus élaborées. Elle permet pour des cas simples, de connaître l'allure de la fonction erreur sur le domaine de recherche.

La figure II.1 présente un exemple d'optimisation par une méthode énumérative. Cet exemple concerne l'identification de deux paramètres du modèle de Mohr-Coulomb, le module de cisaillement G_{ref} et l'angle de frottement Φ à partir de mesures pressiométriques. L'évaluation de la fonction erreur F_{err} pour une combinaison de paramètres représente un point de la grille. Les points qui ont même F_{err} sont liés par une ligne, cette ligne est analogue à une ligne de niveau qui joint les points de même altitude d'une carte géographique [6].

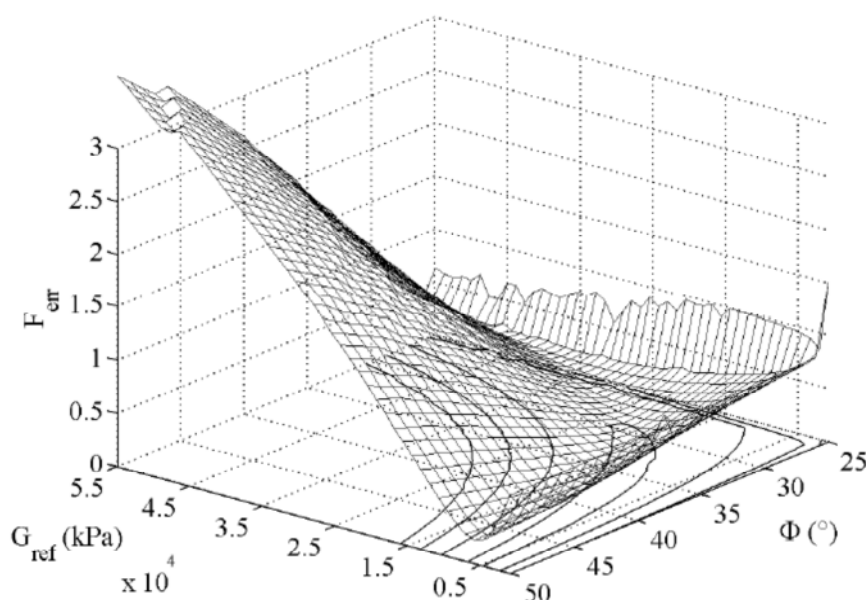


Figure II.1 : Exemple d'exploration exhaustive de l'espace de recherche [6].

Représentation de la fonction erreur F_{err} sur l'espace de recherche (G_{ref}, Φ) .

Pour l'analyse des contraintes et des déformations autour d'une excavation, on peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

- Les méthodes de type « éléments frontières » (boundary methods), dans lesquelles seules les limites de la zone excavée sont divisées en éléments, l'intérieur de la masse rocheuse étant représenté mathématiquement comme un milieu continu infini ou fini suivant que la frontière est ouverte ou fermée.

- Les méthodes des domaines (milieu continu), pour lesquelles l'intérieur de la masse rocheuse est divisé en éléments géométriques simples, chacun étant doté de propriétés géométriques et mécaniques. Le comportement collectif et l'interaction de ces éléments modélisent le comportement global et plus complexe de la masse rocheuse.

Dans le cas des méthodes des domaines, les limites extérieures du modèle (et qui sont situées dans le massif rocheux) doivent être placées suffisamment loin de l'excavation pour que les erreurs qui proviennent des interactions entre ces limites et l'excavation soient réduites à un minimum acceptable. Parmi les méthodes des domaines, la plus couramment utilisée est : la méthode des éléments finis [6].

II.1.1. Aperçu de la méthode des éléments finis :

La MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

- **Principe de la méthode :**

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique[6].

II.2. Les méthodes déterministes :

Les méthodes déterministes se basent sur l'analyse d'un sol ou d'un massif, en admettant un coefficient de sécurité global pour toute la pente. Plusieurs méthodes existent qui se distinguent par le type d'hypothèses simplificatrices introduites dans le modèle. On peut citer des méthodes assez simplifiées telles que Fellenius, Bishop ou Janbu ou un peu plus évoluées comme celles de Morgenstern et Price, permettant de traiter des surfaces de rupture quelconques.

Deux situations distinctes peuvent alors se présenter. Soit la surface de rupture est connue et la méthode nous permet directement d'en déduire un coefficient de sécurité, soit cette surface n'est pas connue à priori et il faut alors procéder par itérations successives afin de déterminer la surface de rupture la plus critique, qui donnera donc un coefficient de sécurité minimale.

Ces méthodes ont l'avantage d'être assez simples d'utilisation. Elles ont donc pu être développées depuis plus d'un demi-siècle sans outils informatiques évolués. Cependant, leur inconvénient majeur réside dans le fait qu'elles se basent sur des modèles de massifs rigides parfaitement plastiques. La prise en compte des déformations n'est donc pas possible. Il s'agit donc ici uniquement de modèles à la rupture [7].

II.2.1. Méthodes de l'équilibre limite :

Quand on étudie la stabilité d'un sol ou d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter:

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.
- Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

Dans les deux cas, le comportement du géomatériau est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture $\tau = C' + \sigma' \tan(\varphi')$. Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

- **Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite**

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la figure II.2. Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois:

- la surface critique;
- les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface;
- le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

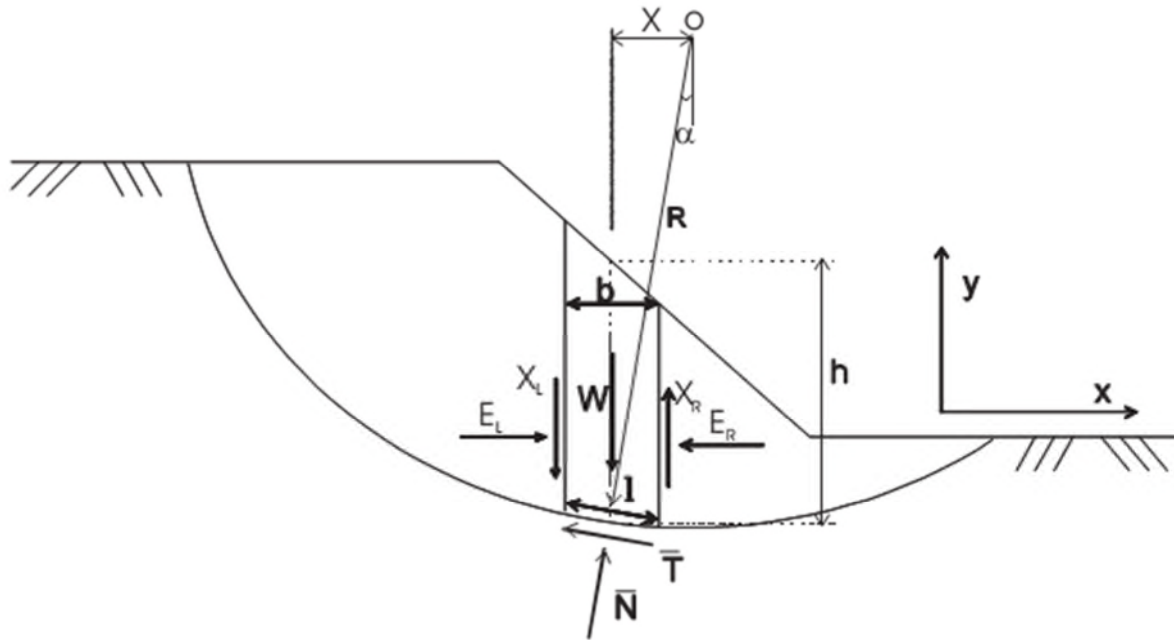


Figure II.2: Exemple d'une rupture circulaire [7].

Comme on peut le voir sur la figure II.2, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

W = poids total de la tranche de largeur **b** et de hauteur **h** ;

N, T = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche ;

X, E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches ;

B = épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos \alpha$) ;

α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale ;

R = rayon du cercle de rupture de centre **o** ;

l = longueur du plan de glissement de la tranche ;

x = bras de levier du poids des terres ;

Définissons les efforts comme suit:

$$N = l \cdot \sigma$$

$$T = \tau_m \cdot l$$

Où τ_m est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par:

$$\tau_m = \frac{\tau}{F_s}$$

Où τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb : $\tau = C' + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi'$

F_s est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

Il vient alors :

$$T = \frac{1}{F_s} [C' \cdot l + (N - u \cdot l) \tan \varphi] \dots (1)$$

Pour une tranche:

- En projetant verticalement toutes les forces:

$$N \cos \alpha + T \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \dots (2)$$

Si on remplace T par sa valeur (équation [1]), on obtient:

$$N = \frac{\left[W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_s} (C' l \cdot \sin \alpha + u \cdot l \cdot \tan \varphi' \cdot \sin \alpha) \right]}{m \alpha} \dots (3)$$

Ou : $m \alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \cdot \frac{\tan \varphi'}{F_s} \right)$

- En projetant horizontalement toutes les forces:

$$T \cos \alpha - N \sin \alpha + E_R - E_L = 0 \dots (4)$$

Si on remplace T par sa valeur (équation [1]), on obtient :

$$E_R - E_L = N \sin \alpha - \frac{1}{F_s} (C' l \cdot \sin \alpha + u \cdot l \cdot \tan \varphi') \cos \alpha \dots (5)$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit:

1. soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par F_m ;
2. soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par F_F .

Equilibre global des moments:

$\sum W_x = \sum T_R$ et si on remplace T par sa valeur (l'équation [1]) et x par $R \sin \alpha$:

$$F_m = \frac{\sum (C' \cdot l + (N - u \cdot l) \tan \varphi)}{\sum R \sin \alpha} \dots (6)$$

Equilibre global des forces:

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée:

$$\sum ER - EL = 0$$

$$\sum XR - XL = 0$$

D'où, l'équation [5] donne:

$$Ff = \frac{\sum (C' \cdot l + (N - u \cdot l) \tan \varphi) \cos \alpha}{\sum R \sin \alpha}$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que F_m est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches. Pour trouver les deux facteurs de sécurité F_m et F_f , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses:

- **Méthode de Fellenius [1927] ;**

Hypothèses:

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches;
- Elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), figure II.3. A partir des équations [3] et [4], la force normale N devient:

$$\rightarrow \begin{cases} N \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha = W \\ T \cdot \cos \alpha - N \cdot \sin \alpha = 0 \end{cases} \rightarrow N = W \cdot \cos \alpha$$

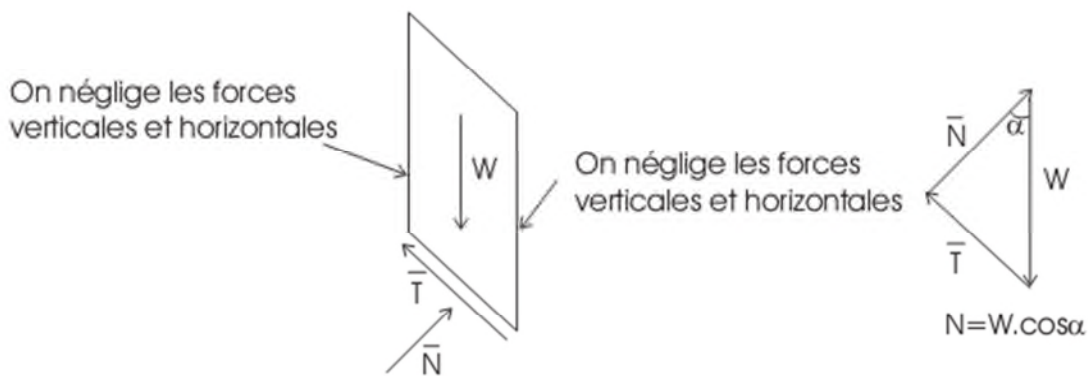


Figure II.3 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius [5].

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation (5) N par la valeur trouvée $N = W \cdot \cos \alpha$ on aura:

$$Fm = \frac{\sum (C' \cdot l + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot l) \tan \varphi)}{\sum W \sin \alpha}$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

- **Méthode simplifiée de BISHOP [1955] ;**

Hypothèses:

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire;
- Elle néglige les forces verticales entre les tranches (figure II.4).

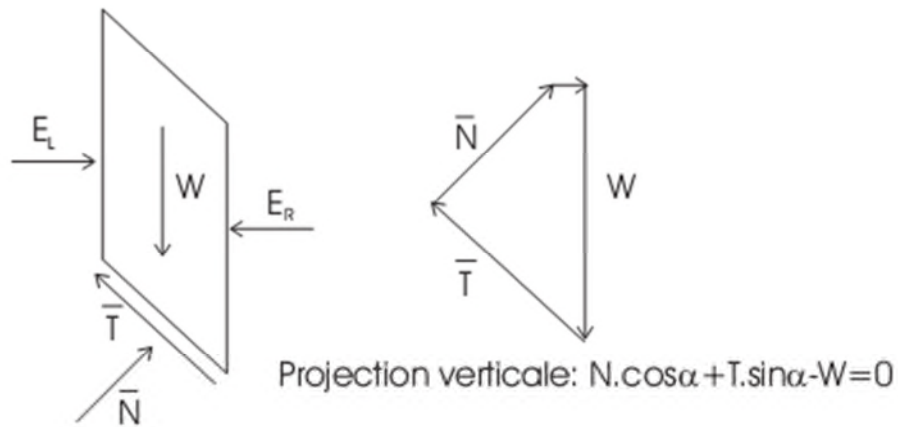


Figure II.4: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée[6].

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces. L'équilibre vertical donne l'équation [3] et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ($X_R - X_L = 0$) nous aurons:

$$N = \frac{\left[W - \frac{1}{F_s} (C' l \cdot \sin \alpha + u \cdot l \cdot \tan \varphi' \cdot \sin \alpha) \right]}{ma}$$

Si on remplace N dans l'équation [6] nous aurons:

$$Fm = \frac{\sum (C' \cdot l \cdot \cos \alpha + (W - u \cdot l \cdot \cos \alpha) \tan \varphi') / ma}{\sum W \sin \alpha} \dots (6)$$

$$\text{Ou } ma = \cos\alpha(1 + \tan\alpha \cdot \frac{\tan\phi'}{F_m})$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_m (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

- **Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army CorpsOf Engineers [1970] ;**

Hypothèses:

- La méthode suppose également une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne (figure II.5). Elle vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments.

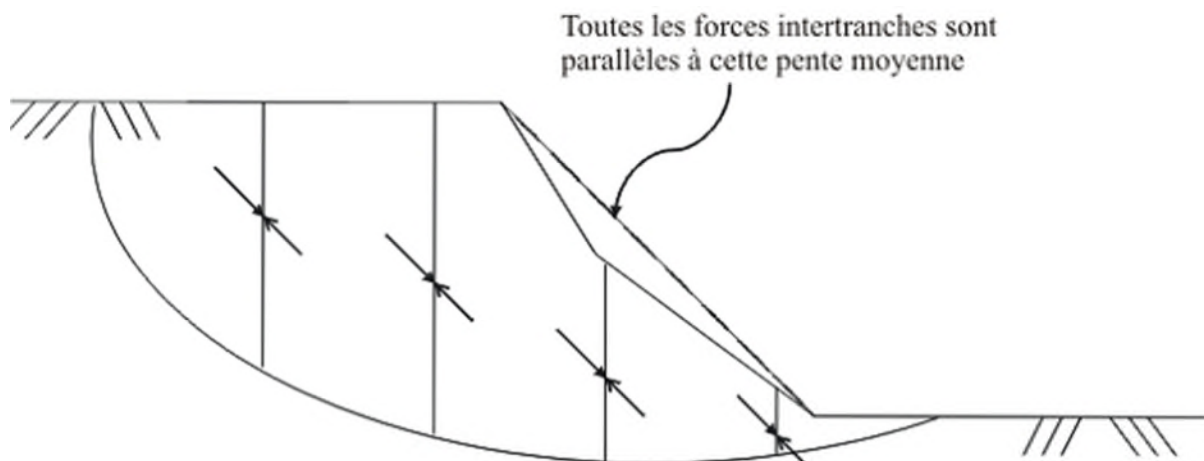


Figure II.5: Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée [6].

Cette méthode est moins précise qu'une solution avec l'équilibre complet des forces et dépend de l'hypothèse faite sur l'inclinaison des forces entre les tranches.

A. Limitations des méthodes d'équilibre limite

- La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre. Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, FREDLUND et al. [1977] montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches, c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.
- Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements.
- Le coefficient de sécurité F_s est supposé identique en chaque point du plan de glissement. Or nous voyons sur la figure II.6 que la résistance au cisaillement ultime n'est pas nécessairement mobilisée simultanément le long de la surface de glissement.
- Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables[6].

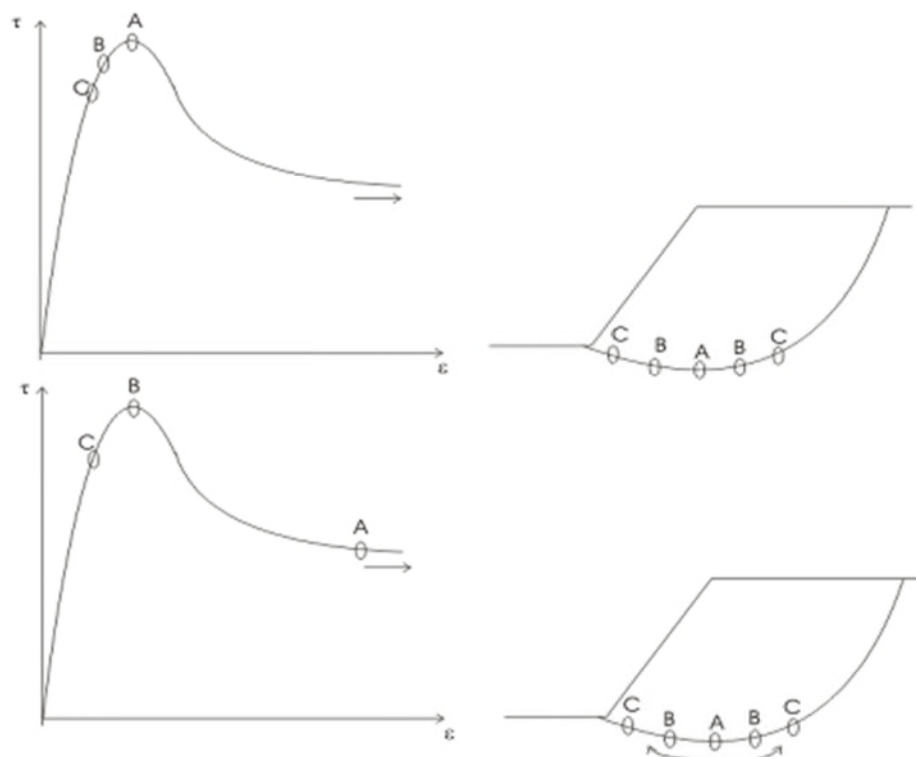


Figure II.6: Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement, DUNCAN et WRIGHT [2005] [6].

II.3. Notion de facteur de sécurité :

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_s inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour $F_s=1$, les caractéristiques correspondantes.
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus. Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau II.1:

Tableau II.1: différents formules de coefficient de sécurité [8].

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F_s = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F_s = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F_s = M_{\text{résist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Exemple : H / H_{\max}

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais et erreurs, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité. Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix le facteur de sécurité F_s doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (valeur courante de F_s est de 1.5) [8].

III. Stabilisation et ouvrages de soutènement :

Quand on veut consolider un mouvement de terrain, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, logarithmique, plane,...etc il est de la plus grande importance de connaître ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine: surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de consolidation en dépend.

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles:

- Planter ou déplacer les batis, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable;
- Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $FS = 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $FS = 1,5$ [9].

III.1. Stabilisation par terrassement :

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement:

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et Reprofilage ;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.



Figure II.7 : Stabilisation par terrassement [10].

III.1.1. Remblai de pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations

sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnante. La stabilité au grand glissement suppose que :

- L'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- L'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

III.1.2. Allègement en tête :

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.) [10].

III.1.3. Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants [10].

III.1.4. Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable [10].

III.1.5. Substitution totale ou partielle :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution [10].

III.2 Dispositifs de drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements) [12].

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

III.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et rendre les fissures de surface étanches, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, ils sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

III.2.2. Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi [12].

III.2.3. Drains subhorizontaux :

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas [12].

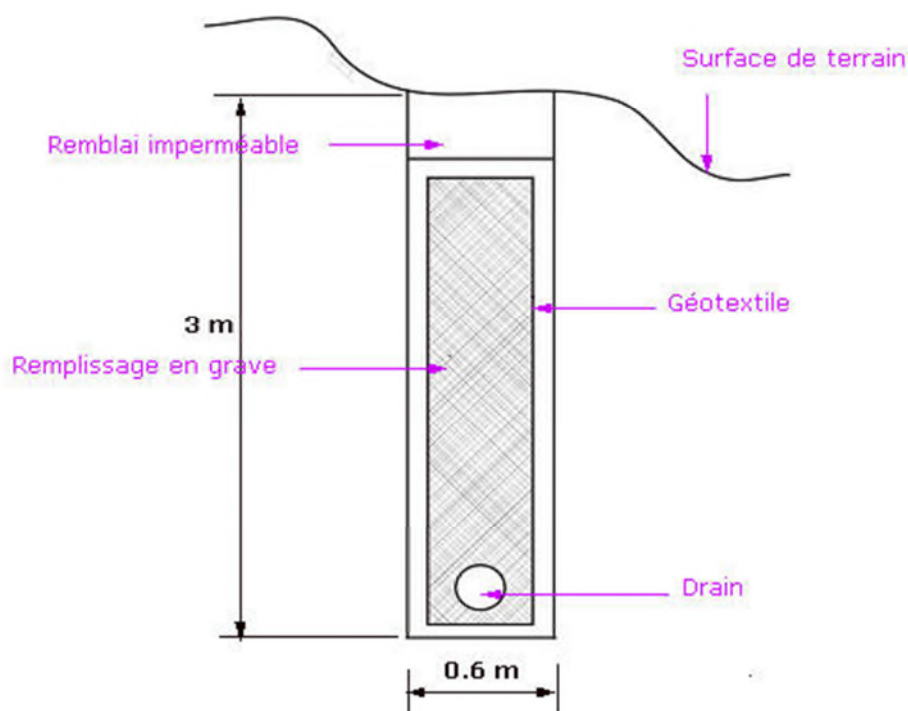


Figure II.8 : Méthode de stabilisation par drains subhorizontaux [12] .

III.2.4. Masques et éperons drainants :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottant apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant [12].

III.2.5. Drains verticaux :

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation [12].

III.3. Eléments résistants :

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique [12].

III.3.1. Ouvrages de soutènement :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas de déplacement du sol. Aussi, quand l'ouvrage est suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. L'état limite atteint par le sol en compression en amont est un état de butée puisque le sol se déplace plus vite que l'écran. Les efforts qui en résultent sont très importants.

Il est donc très rare de stopper un glissement par un mur fixe. Sur la route d'accès au tunnel du Fréjus (France), les murs ancrés au rocher ont eu leurs ancrages rompus suite à une trop grande mise en tension de ceux-ci. Et la rupture en traction d'ancrages est un phénomène très violent. Pour comprendre ce risque il est parfois bon de raisonner en forces mises en présence, on se rend compte alors que les efforts que doit encaisser l'ouvrage sont démesurés. Pour les ouvrages souples, Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage. Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la

présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage [11].

Parmi les types d'ouvrages de stabilisation et de soutènement :

- A. **Les murs de soutènement** : Pour stabiliser un massif de sol, on peut aussi s'opposer à la poussée des terres, par la construction d'une paroi ou d'un mur. Dans un massif de sol, le mur permet de réduire l'emprise du talus pour laisser place au passage d'une route ou préserver un bâtiment déjà présent [11].
- B. **Les pieux** : Ce sont des fondations profondes. En fonction de leur mode de réalisation, on distingue plusieurs types de pieux qui sont différents également dans leur comportement :
 - ❖ **Pieux Battus** : ils sont préfabriqués en béton armé ou en acier, ils sont mis en place par battage avec un vibrofonçage ce qui remanie profondément le sol ;
 - ❖ **Pieux moulés** : sont réalisés par forage préalable d'un trou dans lequel on coule du béton, le sol environnant est donc peu remanié.



Figure II.9 : Stabilisation par pieux et tirants (portail nord du tunnel Pk9 Mila).

III.3.2. Tirants d'ancrages :

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants

constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines [12].

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

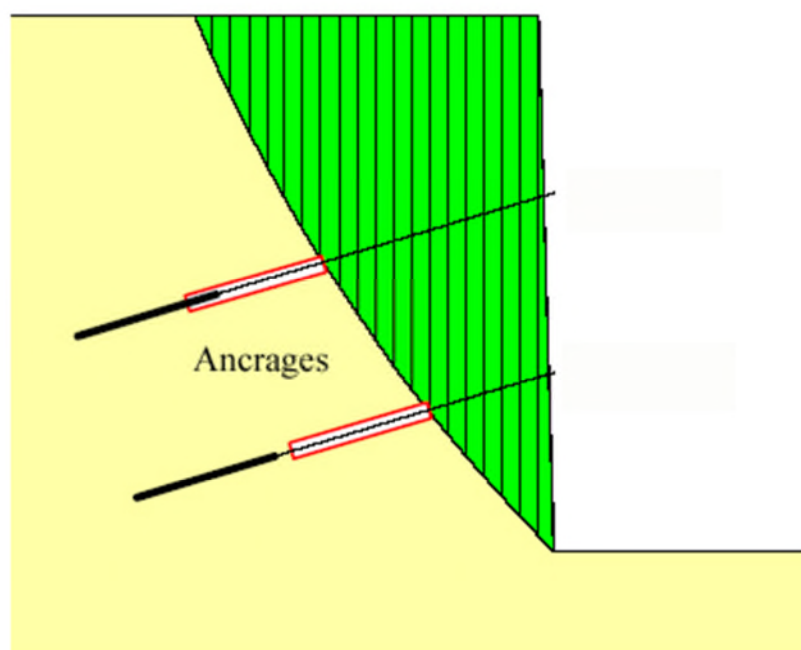


Figure II.10 : Stabilisation par tirants d'ancrages [12].

III.3.3. Le cloutage :

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante de sol est ainsi créée, dont la stabilité est assurée. La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

Dans la pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est un peu différente, car les efforts que l'inclusion peut reprendre dépendent de sa géométrie et de sa position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu à peu son projet, en modifiant position et nombre d'inclusion. Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension. Dans le premier cas, le frottement mobilisable sera maximum avec un déplacement, alors que dans le second, la mise en tension est censée supprimer tout déplacement lors du creusement. La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement, on renforce d'abord avant de créer le déséquilibre de masse [12].

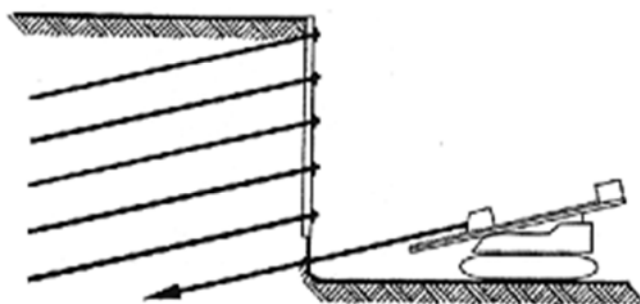


Figure II.11 : Stabilisation par des clous [12].

III.5. Cas des remblais sur sols mous :

Lorsque le sol de fondation n'a pas la capacité de supporter la charge correspondant à la hauteur totale du remblai projeté (rupture à court terme), il est nécessaire d'employer des dispositions constructives qui assurent la stabilité de l'ouvrage en phase de travaux comme en phase de service, avec un coefficient de sécurité en général pris égal à 1,5.

Différentes méthodes sont employées pour limiter les risques de rupture, qui relèvent de trois principes :

- Consolider le sol de fondation, et donc augmenter sa résistance au cisaillement, avant la réalisation du remblai (par pompage pour abaisser la nappe) ou pendant celle-ci (construction par étapes avec utilisation de drains verticaux) ;

- diminuer la charge appliquée au sol de fondation (construction du remblai en matériaux allégés) ;
- renforcer le sol de fondation en y incluant des éléments résistants (colonnes ballastées, pieux, substitution partielle ou totale des couches molles).

IV. Conclusion :

Les sols et les massifs limités par la présence d'un talus peuvent perdre leur stabilité par détachement et glissement d'un volume de terre au long d'une surface critique de rupture, par la suite de dépassement de la résistance au cisaillement sur cette surface. Le danger de l'apparition d'un mouvement de terrain peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible du glissement. C'est la surface de glissement pour laquelle le facteur de sécurité a la valeur minimale qui représente la surface critique de rupture. Les méthodes numériques et déterministes sont les plus utilisées, grâce à leur capacité de prendre en considération des variétés géométriques et des conditions complexes de stratification et de chargement.

Pour apporter une stabilité à un terrain ou un massif, on peut alors soit améliorer les caractéristiques internes du sol qui le constitue par un apport de matériau qui joue le rôle d'une armature, soit opposer aux poussées des terres un ouvrage de soutènement qui permet de rétablir la stabilité du sol.

I. Introduction :

Lorsqu'on crée généralement un vide dans le sol, on est amené à déséquilibrer la matrice qui le tenait stable, et cela est due à une modification de sa structure physique ou bien aux caractéristiques du terrain.

Le portail nord du tunnel PK9 de Mila qui s'insère dans le projet d'acheminement des eaux du barrage de Beni Haroun est confronté à un problème de glissement de terrain qui menace de nuire au bon déroulement de l'étape du chantier.

Dans ce chapitre, on se propose d'étudier la stabilité du portail nord par l'utilisation de deux approches de calcul qui sont la méthode des éléments finis à travers le logiciel Plaxis ainsi que celle de l'équilibre limite à travers le logiciel Slide tout en essayant de les comparer et de savoir si la solution de soutènement par pieux et tirants d'ancrage permet d'assurer la stabilité du versant.

II. Présentations du site et du projet :

Le projet de transfert de Béni Haroun s'encadre dans un système plus général global hydraulique, a pour objectif le convoi des ressources des barrages de Béni Haroun et de Boussiaba partiellement, vers le barrage réservoir d'Athmania, par la construction et la mise en service du tronçon de transfert, située entre les Pk7 et Pk11, par une conduite de refoulement en acier de diamètre de 2600 mm, dont la quelle sera accueillie dans le tunnel Pk9 qui sous un débit total d'eau de $504 \times 10^6 \text{ m}^3$, est destiné à l'alimentation en eau potable, industrielle et agricole :

- Des six (06) Wilayas : Jijel, Mila, Constantine, Oum El Bouagi, Batna et Khenchela, d'ici 2020.
- Pour l'irrigation d'une superficie totale de 29523 Hectares de terre des futures trois (3) périmètres agricoles à équiper. Notamment Teleghma, Chemoura, et Batna par la fourniture de $262 \text{ Hm}^3/\text{an}$.

Le projet est situé à 30km environ au nord-ouest de Constantine, et à moins de 80km au sud du littoral Méditerranéen dans la wilaya de Mila, à l'intérieur du secteur Nord-est du versant du Djebel El Akhal.

Le projet prévoyait, originellement, la pose d'une conduite en tranchée, mais les résultats d'une étude comparative entre les différentes solutions de tracé et maîtrise des risques ont entraîné l'adoption de la réalisation d'un tunnel traversant en dessous des zones instables, dans le socle marneux compacte profond.

Les principales composantes du projet sont brièvement les suivantes :

- ❖ Un tunnel de 5100 mm de diamètre intérieur et d'une longueur de 3806m selon l'étude d'exécution, revêtu en anneaux segmentaires préfabriqués, dont le creusement avec une pente ascendante du nord au sud, sera utilisé par un tunnelier à pression de terre (TBM- EPB) d'un diamètre de tête de 6.12 m.
- ❖ Une conduite de refoulement en acier d'un diamètre de 2600 mm connectant la conduite existante en contre bas du portail nord du tunnel.
- ❖ Les ouvrages de connexion à la conduite existante et au bassin tampon d'Ain Tine.

Les ouvrages annexes d'entrée et de sortie du tunnel et pour le placement de la conduite, incluant la viabilité permanente des accès au chantier et les équipements électriques. Les ouvrages annexes comprenant aussi un berlinoise de forme parallélogramme ouvert des pieux de soutènement perforés de diamètre 1500 mm, ancré au portail nord mais soutenu par des étais internes au portail sud.

II.1. Localisation géographique du site :

Le tunnel PK9 se localise dans le secteur nord-oriental du territoire Algérien, autour de 30 km à Nord-Ouest de la ville de Constantine et à moins de 40 km du littoral méditerranéen.

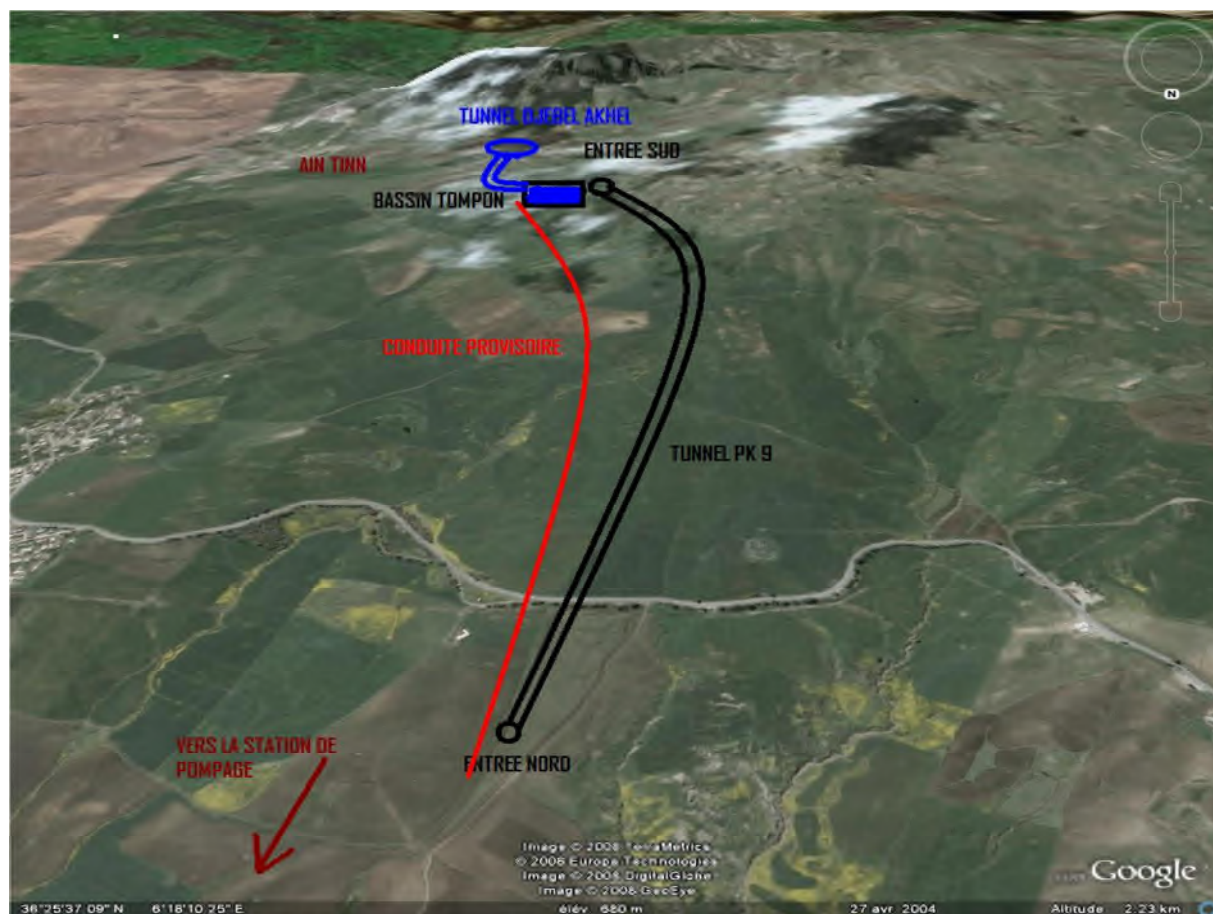


Figure III.1 : localisation géographique du site (image par google earth 2008).

II.2. Géologie de la région :

II.2.1 Séquence lithographique :

Dû à la dégradation profonde et l'instabilité des roches du Miocène soumises à l'altération (marnes, grès, sables et argiles) nous rencontrons des matériaux en couvertures sur des côtes pour la plus part douces et à pente faibles. La roche en dessous de la couverture est seulement visible dans les fissures de terrain, dans les fossés creusés profondément par l'érosion de l'eau et sur quelques flancs de terrain escarpé. Des couches de terre en couverture sont divisées en cinq unités

A. Quaternaire:

Matériaux des glissements actifs : On définit avec cette unité litho-morphologique les zones qui sont influencées par des mouvements actifs du terrain. Parmi ce groupe lithologique se trouvent des argiles rouges et brunes, des sables, des grès fortement altérés ainsi que les marnes. La transition vers les marnes au-dessous est graduelle. La couche glissante est souvent accompagnée par des zones bréchiques. Lors de l'excavation de l'avant zone du portail on a observé la surface de glissement comme une ligne discrète et net sur le terrain. Elle figure partiellement sur les plans [17].

Matériaux des glissements peu actifs : Sont composés des argiles rouges, bruns et verdâtres, des sables, des marnes altérés et des grès. Dû à une pente douce ces zones montrent une surface structurale vallonnée à graduellement plate, localement accompagnées par des escarpements dans les pentes. Les interventions dans le terrain peuvent déranger l'équilibre labile des zones en question et peuvent réactiver de glissements. Dans ces matériaux glissés on trouve aussi des graviers arrondies, qui viennent des alluvions, comme au niveau de l'excavation de la rampe au nord du portail.



Figure III.2 : Blocs dans le talweg/Chaaba à l'ouest du tracé [17].

Matériaux d'altération des marnes, couverture stable : Aucun mouvement récent n'est à constater sur le terrain plat et sur le terrain à relief faible. Ces zones sont définies comme stables. Les couches de marne et de grès en profondeur se sont décomposées par l'altération naturelle. Ici des marnes, argiles et grès sont à prévoir sous une couverture mince des couches superficielles.

Blocs de calcaire et blocs du gré : Il s'agit des blocs isolés qui flottent par leur taille dans les couches superficielles. Ces blocs proviennent d'une part de l'érosion et d'autre part du transport fluvial au niveau des Chaabas. Ces blocs isolés se trouvent surtout au niveau ouest du portail nord du tunnel et au niveau du relief escarpé du fossé d'effondrement.

Alluvions, graviers arrondis : Dans la zone de l'excavation de la rampe nord de la fosse de lancement on a trouvé plusieurs lentilles de graviers arrondis de plusieurs mètres d'épaisseur. L'éventail granulométrique des alluvions en large gradins passe du sable jusqu'aux pierres grossières qui sont pour la plupart bien arrondies. D'un côté ces pierres ont glissé dans les marnes par des glissements sub-récentes et forment de l'autre côté un paléorelief dans les marnes et remplissaient des cours d'eau dans le temps. Parfois on trouve aussi des blocs calcaires ronds avec des arrêtes [17].

B. Miocène:

Marnes, marnes sableuses; marnes argileuses, marnes organiques : On trouve des marnes grises, brunes, vertes et rougeâtres qui se différencient essentiellement par leur teneur de sable. On trouve dans les couches toutes les possibilités en partant de la marne pure, de la marne argileuse jusqu'au grès. Par une présentation détaillée des différents types de marnes on trouve d'avantage de marnes sableuses dans les zones du portail nord. Lors des investigations dans les zones plus au sud on a trouvé dans les carottes des marnes avec des matériaux organiques (reste des plantes). Dans certaines parties nous avons des brèches sédimentaires dues aux illuvations turbulentes. On y trouve aussi des brèches sédimentaires de marnes, qui indiquent une re-sédimentation au niveau du dépôt-centre. Les marnes contiennent par endroit un nombre important de coquille[17].



Figure III.3 : Marnes, marnes sableuses et des bancs du grès, dans le talweg à l'ouest du tracé [17].

On peut suivre au niveau latéral sur quelque dizaine de mètres des bancs isolés dans la fosse de lancement au niveau portail nord. Par contre on y trouve aussi des couches de marnes isolés et des lentilles de sable qui se dispersent assez rapidement ou perdent leurs épaisseurs. Le gypse se trouve parfois dans les crevasses dans la marne ainsi dans les entreposages peu épais. En plus il faut aussi compter sur du gypse finement étalé dans des certains couches sédimentaires. Par endroits on a observé des efflorescences de gypse après des pluies. Il faut alors compter avec de teneur de sulfate plus élever dans l'eau souterrain. Localement on a observé des cristaux de gypse à la surface d'une taille de 1 cm à 10 cm [17].

Sables, grès : En toutes profondeurs des forages d'investigation on rencontre des couches de grès de faible épaisseur de quelque centimètre. Les grès sont documentés comme compactes et très dures jusqu'à complètement altéré et décomposés en sable. Les passages entre le grès, le grès argileux et les marnes sableuses sont flous. Dans les zones sableuse domine le sable fin, par endroits on trouve aussi des couches des sables en grain moyennement à gros. Les couches de sable fin ont une épaisseur de plusieurs centimètres à plusieurs dizaines de centimètres et peuvent parfois avoir une épaisseur de plusieurs mètres. La couleur marron est dominante près de la surface. Elle est due à une meilleure perméabilité et à l'oxydation [17].

II.2.2. Structure :

Les mesures de structures dans les marnes et les grès sont seulement possible ponctuellement et qui laisse supposer être sans influence sur mouvements de terrains actifs par la tectonique du terrain et par les schémas de fonctionnement près de la surface. Le pendage est généralement plat jusqu'à un pendage moyenne en direction nord à nord-ouest et nord-est. Les directions des pendages ont été documentées entre 330° et 030° et l'angle de pendage entre 10° et 20°.

Au niveau du relief escarpé du talweg à ouest du tracé se montre des marnes en couches plates et ondulée. Le pendage est plat et en direction nord à nord-est. Lors de l'excavation au niveau de la fosse de lancement au niveau de portail nord on a pu vérifier le pendage dans les couches sableuses. L'interprétation des carottes au niveau des changements significatives des matériaux et lors d'une succession de couches laisse place à un pendage horizontal à subhorizontal. Le pendage général, représenté dans la coupe longitudinale, a été trouvé par interpolation des relevés ponctuels à la surface, des relevés dans la fosse d'excavation au niveau du portail nord et le pendage régionale en général. Au niveau des talus excavés de la rampe au nord de la fosse de lancement on a constaté des couches de sable d'un pendage opposé en direction ouest-sud-ouest et ouest. Ce plissement local devrait avoir un lien avec la zone de faille dans la zone en question qui détermine les axes des plissements arrivant par le nord-ouest de façon moyennement escarpés [17].

II.2.3. Fracturation et Failles :

Lors de l'excavation à ciel ouvert on a observé des diaclases croisées qui divisent surtout des couches compétentes en blocs. En plus on a constaté dans les marnes des miroirs tordus moyennement escarpés à escarpés qui sont probablement le résultat d'un processus de consolidation. Plus au nord de la fosse de lancement on a observé dans l'excavation pour la rampe après un glissement du talus des indications aux failles perturbés moyennement escarpés en direction de sud-est. Les roches cataclastiques ont une épaisseur de plusieurs dixième de centimètres jusqu'à un mètre. Les couches visibles de marnes dans le talweg à l'ouest du tracé sont limitées au sud par un glissement. De là il faut conclure que ce glissement est favorisé par une zone de faille.

On constate plusieurs venues d'eaux en dessous du talus qui glisse. Les indices morphologiques indiquent une faille en direction +/- est-ouest. Elle n'est pas visible directement et son tracé est supposé par des indices morphologiques. Les glissements

réactivés dans la fosse de lancement excavée de la rampe dans laquelle des graviers arrondis sont glissés en forme d'agglomérats dans les marnes sont les anciens glissements favorisés initialement par cette zone de faille [17].

II.2.4. Relevés des carottes :

Sondage 101:

Le forage se trouve à l'angle sud-ouest de la fosse de lancement a coté de la paroi des pieux.

0,0 m - 0,3 m : terre végétale ;

0,3 m - 6,0 m : argile limoneuse, sableuse, peu plastique ;

6,0 m - 7,6 m : marne argileuse, peu plastique ;

7,6 m - 11,1 m : marne sableuse, ferme, grise à brune ;

11,1 m - 12,6 m : sable limoneux, ferme, gris à brun ;

12,6 m - 18,0 m : marne sableuse, peu plastique, ferme, grise-brune ;

18,0 m - 19,5 m : sable fin, marneux, compact ;

19,5 m - 25,5 m : marne sableuse, ferme, grise-brune ;

25,5 m - 28,0 m : sable fin, limoneux, marneux, ferme ;

28,0 m - 33,0 m : marne, marne sableuse, ferme, grise-brune ;

33,0 m - 40,0 m : sable fin, marne sableuse et sable fin, marneux, grise-brune, ferme ;

Sous la couche de couverture d'une épaisseur de 0,3 m se trouvent des couches argile limoneuse et sableuse, peu plastique. Au SPT dans une profondeur de 3,10 m on a déjà trouvé des couches d'une consistance ferme (32 coups). A partir de 6,0 m de profondeur on trouve de la marne argileuse, peu plastique et à partir de 7,6 m de la marne sableuse. En dessous des couches en alternance en marne sableuse et sable limoneuse. Les marnes sont fermes. Les essayes en SPT ont pour la plupart dépasser les 50 coups avant d'arriver à la profondeur exigée. À partir d'une profondeur de 12 m on dépasse les 50 coups « N0 » aussi bien dans les marnes que dans les sables et des sables fins.

Sondage 102:

Dans la zone de l'avant-entaille au nord de la fosse de lancement (à l'est de la rampe) on trouve le forage SN 102. Les premiers mètres montrent une faible récupération des déblais (entre 0% et 30%). Dans le matériau cohésif 100% des carottes ont été récupéré.

0,0 m - 2,0 m : pas de récupération

2,0 m - 3,0 m : argile limoneuse et graviers

3,0 m - 6,0 m : argile limoneuse, graviers carbonatique et petits blocs, arrondies, matériaux bréchiques grises blanchâtres

6,0 m - 9,0 m : graviers sableux, arrondies et intercalation d'argile marneuse, faible récupération

9,0 m - 14,0 m : sable fin, limoneux, argileux, avec des concrétions de calcaire et des coquillages, brun – beige, ferme

14,0 m - 16,0 m : marne argileuse et marne sableuse, brune foncée, ferme

16,0 m - 19,0 m : marne sableuse, structure sédimentaire, gris-brune, ferme

19,0 m - 21,0 m : sable fin, limoneux, couche gréseuse, ferme, gris-brun

21,0 m - 27,0 m : marne avec des intercalations sable limoneux, ferme

27,0 m - 27,6 m : marne bréchique, molle, brune

27,6 m - 40,5 m : marne avec des intercalations sable limoneux, ferme

L'interprétation des relevés de carottes doit être adapté après l'excavation de la rampe au nord de la fosse de lancement pour des raisons évidentes car le modèle du terrain avec les couches +/- horizontales n'est plus valable pour cette zone. On a constaté une présence de plusieurs zones bréchiques avec des miroirs dans le talus de la fosse d'excavation. Ce qui présente pour la rampe au nord de la fosse de lancement et pour la partie nord de cette fosse des comportements géotechniques plus défavorables qu'initialement considérés. Aux essais SPT on a trouvé à 3,0 m une consistance semi-ferme à ferme (29 coups). Aux essais suivantes une consistance ferme a été trouvée même en profondeur jusqu'à 12,0 m on est arrivé sur N1 et N2 à 80 coups. À partir de 15,0 m on constate une beaucoup plus grande résistance

aux coups et ne dépasse pas la profondeur de pénétration de 15 cm sous 50 coups au niveau de N₀.

Après un nouvel examen des carottes de forage la profondeur de la zone de glissement est fixée à une profondeur de 16 m. Les carottes au-dessus ne montrent pas de structure sédimentaire cohérente et semblent être mobile même si les surfaces de glissement ne sont pas directement déductibles dans les carottes. Les marnes sableuses en dessous des 16 m de profondeur montrent une structure plus parallèle et sédimentaire [17].



Figure III.4 : Réalisation du forage SN 103 [17].

Sondage 103:

Ce forage se trouve à environs 35 m derrière le portail nord du tunnel. Juste avant le forage on a exécuté une avant-excavation de plusieurs mètres en profondeur ce qui a comme conséquence que les couches de couverture ne figurent pas aux carottes.

0,0 m - 12,7 m marne limoneuse, sableuse, intercalation de sable ;

12,7 m - 18,0 m marne sableuse, intercalations sableuse-gréseuse, ferme ;

18,0 m - 20,5 m sable limoneux, intercalations gréseuse, ferme, gris – brun ;

20,5 m - 27,6 m marne sableuse, sable fin, couches gréseuse, ferme ;

27,6 m - 27,9 m grès, gris, cassé ;

27,9 m - 36,5 m sable marneux, marne limoneuse, gréseux, ferme ;

36,5 m - 40,0 m sable fin, marneux, gréseux, compact, ferme, gris ;

Aux essais SPT une consistance ferme a été déjà constaté dans une profondeur de 3 m (65 coups). Le nombre des coups augmente continuellement avec la progression de la profondeur et ne dépasse pas la profondeur de pénétration de 15 cm sous 50 coups au niveau de No.

II.3 Hydrogéologie :

Dans le cadre des levés cartographiques on a relevé des sources et des zones marécageuses. Ces relevés ont eu lieu au début de l'été à tel point que les multiples précipitations hivernales se sont encore fait sentir. On a levé dans les environs du portail nord en direction de l'est quelques zones marécageuses qui ont soit une liaison avec des sources trouvées soit elles sont alimenté par des chaabas.

On a relevé d'autres sources dans la zone de glissement et dans la zone de failles perturbées probable à ouest du portail.

Dans le forage SPN 103 a été réalisé en station de jaugeage. Le tube de la station de jaugeage se trouvait toujours plein, ce qui laisse conclure la présence d'une nappe artésienne. (+13 cm en-dessus du GOK).

Dans le Sondage 31 à environs 60 m en direction sud du front de taille du portail on a trouvé que le niveau de la jauge a chuté de -0,25 m en dessous du GOK en hiver à -1,7 m au mois de mai. Les relevés entre décembre 2013 et septembre 2014 ont fait sortir des profondeurs de -2,20 m au mois de mars 2014 et -3,43 m au début des relevés en décembre 2013. Les données de ces mesures sont présentées dans un croquis graphique dans l'annexe.

On a constaté dans les trous de forage lors des travaux des piles des venues d'eau au niveau de la paroi sud. Du côté ouest et est de la paroi des piles aucune venue d'eau s'est présenté dans les forages.

Lors de l'excavation de la tranchée de lancement on a aussi constaté des venues d'eau dans les couches sableuses sur la paroi sud. Conditionné par des positions compactes des sables et l'effet d'étanchéité des couches des marnes on a observé. D'autres venues d'eau ont apparues dans les couches sableuses au niveau de la paroi ouest.

Le SN 103 a subi trois tests Lugeons. Lors des essais la pression a subitement chuté, ce qui indique une rupture dans les matériaux sur place. Les résultats des essais ne montrent pas d'indices exploitables.

En tenant compte des résultats des tests Lugeons et Lefranc dans les autres forages et par principe une faible à très faible perméabilité dans les marnes peut-être prise en compte. Les couches sableuses et des couches de grès présentent une plus grande perméabilité, ce qu'on a aussi constaté partiellement sur place. Une formation aquifère permanente ne se présente pas sur place. Ce qui est également prouvé par des venues d'eau sporadiques au niveau de la tranchée de lancement [17].

II.4. Caractérisation géotechnique :

Lors de l'étude d'APS ont été définies trois unités géotechnique (Unité 1 A, Unité 1 B et Unité 2) ; dans la phase préliminaire d'APD on a préféré de simplifier le cadre géotechnique et de subdiviser le substrat du versant intéressé par le projet du tunnel PK9, seulement en deux unités géotechniques, à cause de l'absence d'homogénéité entre les premières et les dernières données de la campagne d'APS (surtout concernant l'unité intermédiaire UG2a) et après une réinterprétation complète des informations disponibles.

En synthèse, dans la phase préliminaire d'APD, les unités définies étaient les suivantes:

- Unité géotechnique 1 (UG1): dépôts colluviaux et corps de glissement, principalement argileux;
- Unité géotechnique 2 (UG2): substrat rocheux constitué de marne, argile et grès.

Toutefois, dans cette phase finale d'étude d'APD, grâce à les données de la campagne d'investigation complémentaire et, surtout, à le données des essais SPT exécutés pendant la réalisation des forages, on a individué une couche superficielle caractérisée par des paramètres géotechniques généralement plus mauvais part rapport auxquelles moyennes de la Unité géotechnique UG1[18].

On a donc différencié cette couche plus superficielle, caractérisée par des valeurs de SPT inférieures à 20, sur le profil de projet et ont également été rapportés les graphiques des valeurs des essais SPT (figure III.5) .

L'ouvrage de tête Nord sera creusé dans dépôts colluviaux et d'accumulation de glissement, principalement argileux (UG1), dont la caractérisation géotechnique préliminaire est présentée dans le tableau suivant.

Tableau III.1 : Caractérisation géotechnique du portail nord [18] .

Unité géotechnique	Niveau couche	Γ [KN/m ³]	Φ [°]	c' [KPa]	E [MPa]
UG1 a	1-6 m	20	25	01	15
UG1 b	6-30 m	20	27	25	45

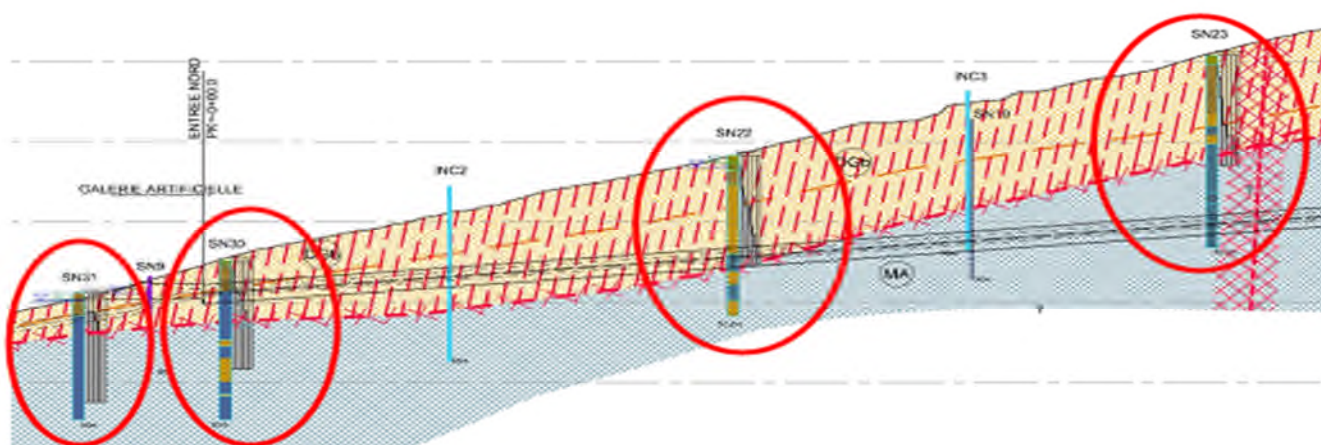


Figure III.5 : Extrait du profil géologique du projet qui met en évidence les valeurs des essais SPT réalisés dans les sondages de la nouvelle campagne d'investigations complémentaire [18].

Donc, dans le cadre de cette phase finale d'APD, on est retourné à une subdivision des terrains constituant le versant intéressé par le projet, en trois unités géotechniques, mais différentes par celles définies dans l'étude d'APS. En particulier l'unité géotechnique UG1 a été divisée en deux sous-unités, ainsi que l'actuelle caractérisation géotechnique prévoit les suivantes unités:

- **Unité géotechnique UG1a:** dépôts colluviaux principalement argileux et horizon plus altéré du substrat marneux, généralement impliqués dans phénomènes de glissement plus ou moins superficiels ou plus ou moins importants.
- **Unité géotechnique UG1b:** couche légèrement moins altéré du substrat marneux possiblement impliqués dans phénomènes de glissement plus ou moins importants.
- **Unité géotechnique UG2:** substrat marneux plus structuré et compacte constitué par de marnes plus ou moins argileuses ou sableuses, intercalées à des couches plus franchement gréseuses.

II.5. Caractérisation sismique :

Avec la norme de référence « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA / VERSION 2003 », le présent paragraphe expose la classification nécessaires à la définition de la situation sismique pour les ouvrages à l'extérieur et les paramètres de calcul des forces sismiques.

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune. La figure suivant représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. In rouge le site du projet à l'étude.

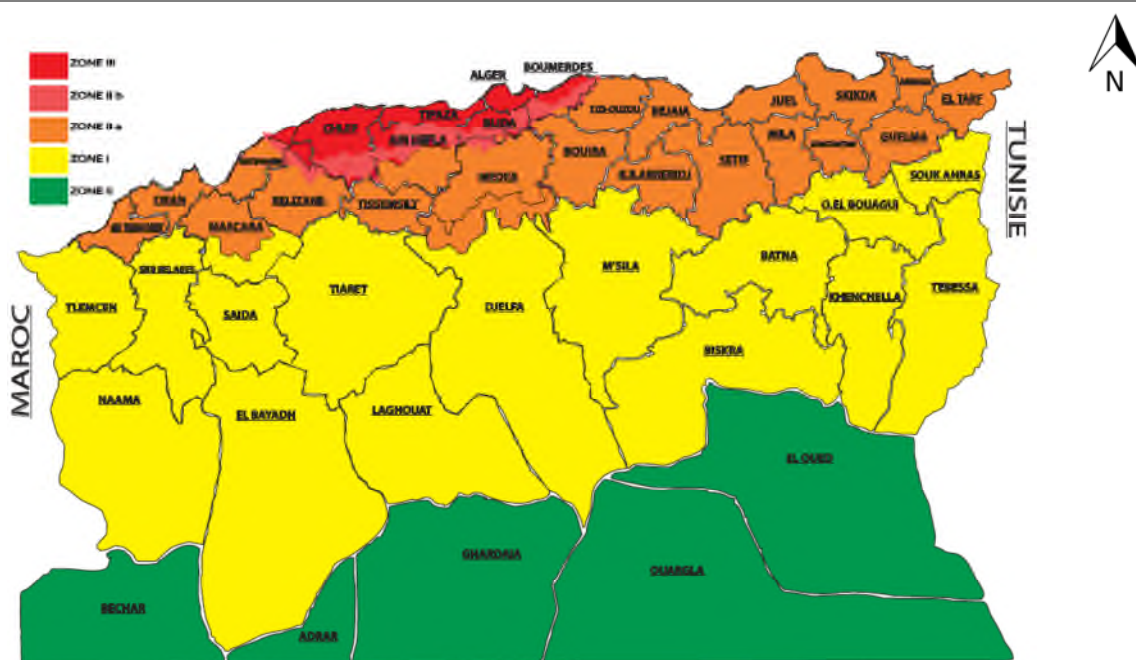


Figure III.6 : Carte de zonage sismique du territoire national [17] .

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination étude son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Selon la normatif de référence, le site du projet est situé dans une zone de sismicité moyenne. Les paramètres sismiques pertinents sont présentés ci-dessous:

- accélération sismique : $a_g/g = 0.25$
- accélération maximale au sol : $a_{max}/g = 0.405$
- coefficients sismiques horizontaux et verticaux : $k_h = 0.203$, $k_v = 0.101$

III. Vérification de la stabilité du portail nord du tunnel PK9 :

III.1. Problématique :

Le terrain où se situe le projet de construction du portail nord du tunnel PK9 est caractérisé par la présence de deux couches de sol : l'argile et la marne qui sont réputées comme étant les ennemies des ingénieurs en génie de construction. De plus les essais in situ et au laboratoire ont démontré que le versant est caractérisé par la présence d'un glissement de terrain pouvant ainsi bloquer l'entrée du tunnel.

Après des études poussées pour résoudre ce problème, les entreprises en charge du projet ont décidé d'opter pour un soutènement constitué de pieux et de tirants d'ancrage.

La finalité de ce travail vise à vérifier en premier lieu la stabilité du versant lors de l'excavation et en second lieu, à savoir si la méthode de soutènement est assez fiable pour un ouvrage de cette envergure.

III.2. Présentation des méthodes de stabilisation utilisées :

Le calcul des ouvrages géotechniques (fondations, pentes et talus, etc.) a longtemps été abordé au point de vue de la stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une approche dans laquelle le comportement du sol est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb). Cette approche, a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non-linéarités des déformations des sols (élasticité non-linéaire, élasto-plasticité). Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des éléments finies et méthodes des équilibres limites) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales. Les modèles élaborés, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés. Les logiciels de calcul PLAXIS et SLIDE sont utilisés dans cette étude, ils sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes.

Vue la complicité des phénomènes mis en jeu lors du déclanchement d'un mouvement de versant sous sollicitation dynamique, on a donc opté pour deux approches qui sont les éléments finis (PLAXIS) et l'équilibre limite (SLIDE).

Dans un premier temps, une étude de stabilité statique puis de stabilité dynamique de sol a été menée sur modèle de référence de configurations géologiques et topographique volontairement simples dans l'objectif de définir les paramètres qui contrôlent :

- Le déclanchement d'une instabilité.
- Ses caractéristiques.
- Vérifier la stabilité de l'ouvrage et du sol.
- Calcule du coefficient de sécurité.

La relative simplicité du modèle étudié a permis de réaliser une étude paramétrique sur de multiples paramètres géotechniques (poids volumique γ , module d'Young E , coefficient de Poisson ν , cohésion c , angle de frottement ϕ), géométriques (dimensions du profile, et des ouvrages de soutènement), et le niveau de la nappe, et donc d'acquérir une meilleure compréhension des mécanismes de déstabilisation d'un versant.

III.2.1 Méthode des éléments Finis (Modélisation par PLAXIS V8.2) :

Lorsque le comportement du sol est modélisé de façon non linéaire et irréversible, les méthodes de résolution numérique la plus fréquemment utilisée dans la pratique est : la méthode des éléments finis [13].

La méthode des éléments finis discrétise le milieu continu, en lui attribuant un nombre fini de degré de liberté et c'est seulement dans un second temps qu'elle impose, en moyenne, les lois de conservation et de comportement. Les équations algébriques qui régissent le problème émergent ainsi suite à la discrétisation initiale.

Ces méthodes de résolution numérique ne sont pas discutées dans cette thèse, cependant selon Nova [13], l'expérience montre que dans de nombreux cas géotechniques, la méthode des éléments finis est plus performante et plus précise que la méthode des différences finies. Pour résoudre un problème d'analyse inverse, nous avons donc choisi de modéliser le versant selon la méthode des éléments finis.

Les méthodes de calcul par éléments finis visent à donner une solution numérique approchée à un problème spécifique au moyen d'un modèle mathématique représentatif d'une réalité physique [14].

Cette méthode nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan,

Cam-Clay, ... etc. ;

- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques ;
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles ;

Et elle permet de :

- Effectuer les calculs d'écoulement ;
- simuler toutes les phases de travaux ;
- prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain...;
- calculer un coefficient de sécurité.

III.2.2. Méthode de l'équilibre limite :

L'étude de la stabilité des sols est d'une importance primordiale dans la conception des excavations, des digues, des barrages, des autoroutes, etc. En général, les méthodes à l'équilibre limite sont utilisées pour des analyses impliquant des sous-sols géologiques complexes, avec des systèmes de drainage et des chargements externes. Prenant appui sur une étude en mécanique statique, elles décrivent l'état d'un système réputé stable à un instant figé, afin de déterminer si les forces internes, combinées aux efforts appliqués de l'extérieur, sont susceptibles de conduire à une instabilité.

L'état actuel du système est évalué par une quantification de son écart à une situation d'un strict équilibre entre les forces appliquées (externes et internes) et les réactions du matériau le long d'une surface de rupture prédéterminée. Suivant les méthodes de calcul, cet écart est appelé marge de sécurité, coefficient de sécurité ou probabilité de rupture. Le

système est étudié dans son ensemble, et seule la résultante des forces (ou des moments) est utilisée pour définir l'état de stabilité global.

Parmi les méthodes à l'équilibre limite, on trouve principalement la méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1936), la méthode modifiée de Bishop (Bishop, 1955), la méthode de Carter et la méthode des coins multiples (Sarma 1979 ; Hoek 1987). Ces méthodes sont basées sur l'hypothèse que la masse rocheuse en rupture peut être divisée en tranches ou en polygones. Elles diffèrent sur la forme de la surface de rupture et des hypothèses concernant les interactions entre les différentes tranches ou polygones. Par ailleurs, les caractéristiques géométriques d'une surface de rupture ou d'un ensemble de surfaces doivent être déterminées par l'utilisateur, le logiciel se contentant de calculer une probabilité maximale d'occurrence de rupture et la surface de rupture associée.

IV. Modélisation par PLAXIS V8.2 :

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels [15].

Pour notre problème, on a choisi d'une part d'utiliser le logiciel de calcul Plaxis .La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc.

Plaxis est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériciens de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul aux éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes

géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-visco-plastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements. Très fiable sur le plan numérique. Le manuel d'utilisation du code Plaxis présente une description détaillée du logiciel. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage) [16].

IV.1. Etablissement d'un modèle de calcul de référence :

Afin que Plaxis puisse exécuter le calcul, il est impératif de lui introduire toute les données relatifs au projet, celle-ci sont :

IV.1.1. Géométrie et caractéristiques géotechniques du sol :

Pour les réglages généraux, on a choisi :

- Eléments à 15 nœuds pour le sol.
- Eléments à 2 nœuds pour les pieux.
- Problème de déformation plane.
- Unités : m, KN, jour.

A. Géométrie du modèle choisi :

La géométrie du modèle étudié est représentée sur la figure III.7. La longueur du profile est de 150 m avec une hauteur de 46 m. le terrain est en pente et dispose d'un angle de 10° par rapport à l'horizontal. L'ouvrage de tête nord sera creusé dans deux couches qui sont :

- De 01 à 06 m de profondeur : Argile.
- De 06 à 46 m de profondeur : Marne.

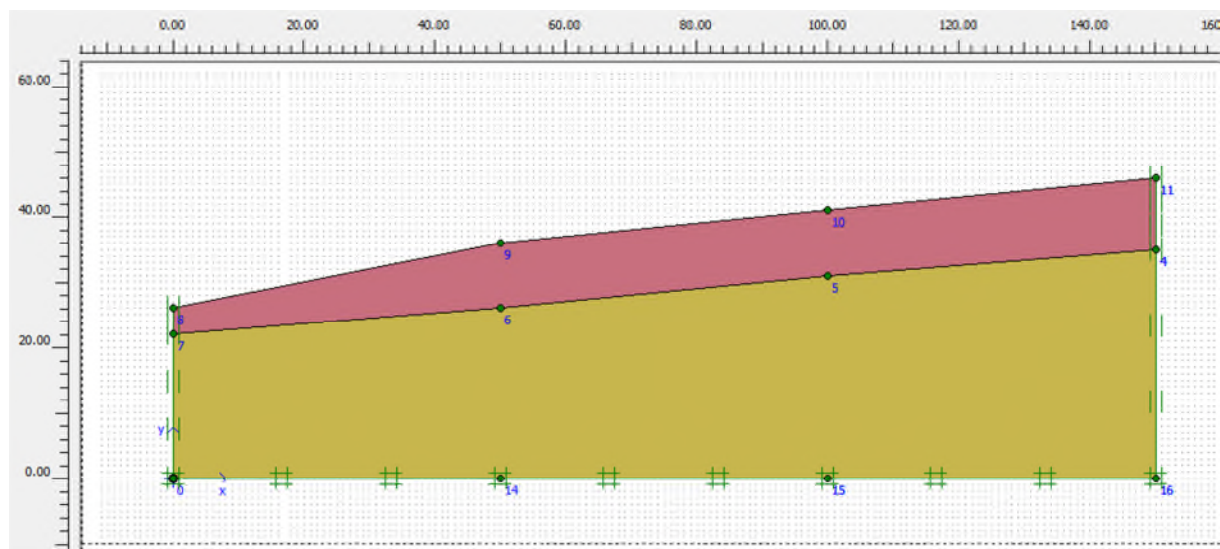


Figure III.7 : Géométrie et dimension du modèle.

B. Caractéristique des matériaux :

- Propriétés des couches de sols et des interfaces :

Les caractéristiques des couches de sols sont résumées dans le tableau III.2 :

Tableau III.2 : Caractérisation géotechnique des couches du modèle.

Paramètres	Désignations	UG1 a : Argile	UG1 b : Marne
Modèle et type de comportement	_____	Mohr-Coulomb drainé	Mohr-Coulomb drainé
Poids volumique apparent [KN/m³]	γ_{unsat}	20	20
Poids volumique saturé [KN/m³]	γ_{sat}	21	21
Module d'Young [KN/m²]	E	1.5×10^4	4.5×10^4
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3
Cohésion [KN/m²]	C	1	25
Angle de frottement [Deg°]	ϕ	25	27
Angle de dilatation [Deg°]	ψ	0	0

- Propriétés des pieux :

Les caractéristiques mécaniques et techniques des pieux sont citées dans le tableau III.3 ci-dessous :

Tableau III.3 : Propriétés mécaniques et techniques des pieux.

Paramètres	Désignations	Caractéristiques
Type de comportement	Type de matériel	Elastique
Rigidité normale [KN/m]	EA	2.13×10^5
Rigidité de flexion [KN/m]	EI	4×10^4
Epaisseur équivalente [m]	d	1.5
Poids [KN/m/m]	w	2.5
Coefficient de Poisson	ν	0.2
Hauteur [m]	h	18

- Propriétés des tirants d'ancrage :

Les caractéristiques des tirants d'ancrage sont citées dans le tableau qui suit :

Tableau III.4 : Propriétés mécaniques et techniques des Tirants.

Paramètres	Rigidité normal [KN]	Espacement [m]	Type de matériel
Tirant 1	1200	3.2	Elastique
Tirant 2	900	1.5	Elastique
Tirant 3	700	1.2	Elastique

- Propriétés des bulbes en béton :

Les caractéristiques des bulbes en béton reliés aux tirants sont évoqué dans le te tableau suivant :

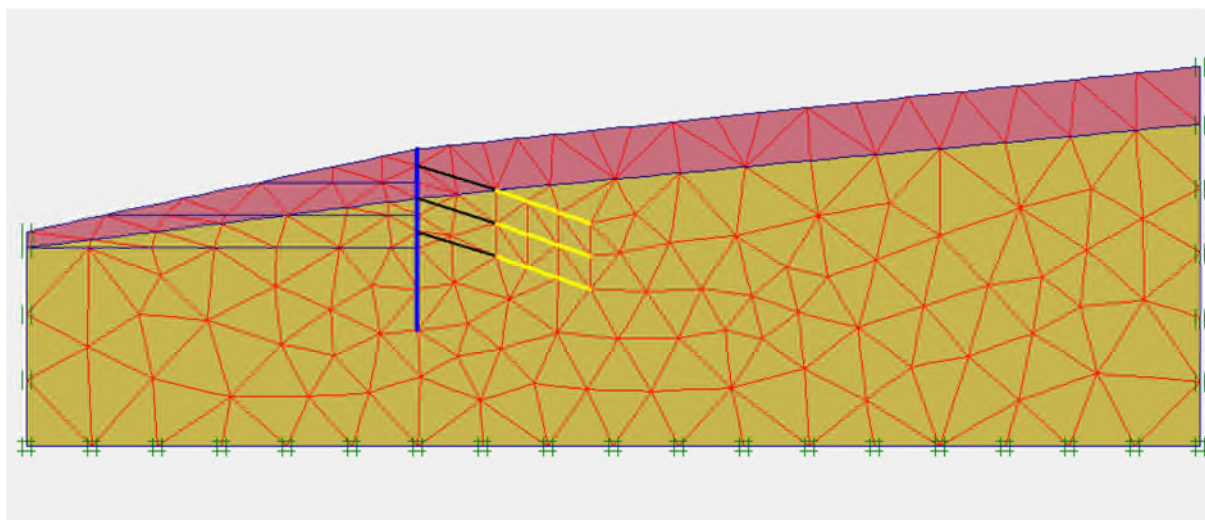
Tableau III.5 : Propriétés mécaniques et techniques des Bulbes.

Paramètres	Rigidité normal [KN]	Type de matériel
Bulbe 1	3×10^4	Elastique
Bulbe 2	3×10^4	Elastique
Bulbe 3	3×10^4	Elastique

IV.1.2. Génération du maillage:

On règle la finesse du maillage (Global Coarseness) sur « Coarse ». Le maillage est présenté sur la figure III.8.

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds.

**Figure III.8** : Maillage du modèle.

IV.1.3. Définition des conditions initiales

Les conditions initiales requièrent la génération des pressions interstitielles ainsi que les conditions initiales. Comme la surface du sol n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant les coefficients K_0 . Or il faut recourir à une étape de chargement préalable pour appliquer la gravité au modèle.

La fonction « **initial conditions** » est utilisée pour définir le poids volumique de l'eau et une ligne phréatique générale. Puisqu'on va prendre en considération les pressions interstitielles, le niveau de la nappe phréatique initiale est à 6m de profondeur par rapport à la surface (figure III.9).

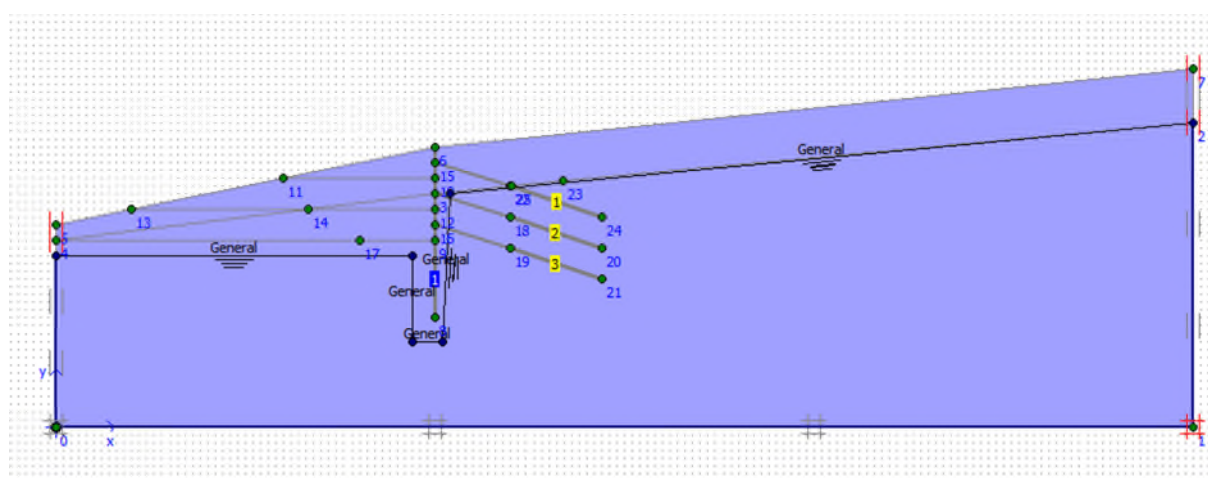


Figure III.9 : Génération de la nappe phréatique.

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments représentant le pieu. Le calcul de procédure K_0 s'effectue automatiquement (figure III.10) et est basé sur l'expression :

$K_0 = |1 - \sin \varphi|$. Les résultats obtenus sont cités dans le tableau III.6 qui suit.

Tableau III.6 : les valeurs de K_0 .

Couche	Procédure K_0
UG1 a : Argile	0.577
UG1 b : Marne	0.546

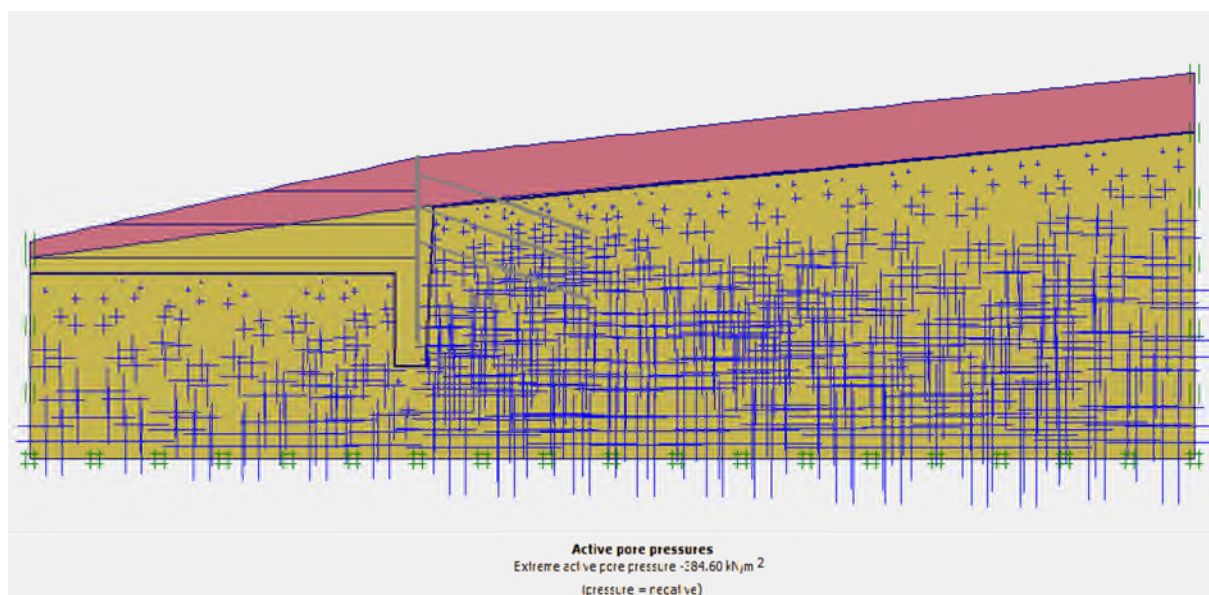


Figure III.10 : Contrainte initiale avant d'accéder au module calcul.

IV.2 Procédure de calcul :

Le calcul du modèle de référence se fait en six (6) phases :

- A. **Phase 1 « phase initiale des contraintes »** : On détermine les contraintes effectives initiales.
- B. **Phase 2 « application de la gravité »** : Celle-ci doit être appliquée sur les deux couches **drainées** puisque le sol est en équilibre sous cet état de contrainte (figure III.11). cette phase est caractérisée par :
 - Calcule plastique.
 - Activation de l'option Ignore undrained behavior.
- C. **Phase 3 « Mise en place du pieu »** : Cette étape consiste à activer le pieu, elle caractériser par :
 - Calcule plastique.
 - Activation de l'option Ignore undrained behavior.
 - Activer les deux options "Reset displacements to zero" et "Ignore undrained behaviour".
 - Choisir l'option "staged of construction" dans le menu "loading input".
 - Choisir l'option " day realisation " et y appliqué 100 jours

- Activer les pieux à partir du bouton "Define" qui nous permet d'accéder au menu de la géométrie.

D. Phase 4 « Mise en place de tirant 1, bulbe de béton 1 et excavation de la première tranche » : Cette partie consiste à simuler une excavation de 4m par rapport à la surface et elle est conduite par :

- Calcule plastique.
- Activation de l'option Ignore undrained behavior.
- Activer les deux options "Reset displacements to zero" et "Ignore undrained behaviour".
- Choisir l'option "staged of construction" dans le menu "loading input".
- Choisir l'option " day realisation " et y appliqué 20 jours.
- Activer les premiers tirant et bulbe à partir du bouton "Define".

E. Phase 5 « Mise en place de tirant 2, bulbe de béton 2 et excavation de la deuxième tranche » : L'étape comporte à simuler une excavation de 8m par rapport à la surface et elle nécessite :

- Calcule plastique.
- Activation de l'option Ignore undrained behavior.
- Activer les deux options "Reset displacements to zero" et "Ignore undrained behaviour".
- Choisir l'option "staged of construction" dans le menu "loading input".
- Choisir l'option " day realisation " et y appliqué 20 jours.
- Activer les premiers tirant et bulbe à partir du bouton "Define".

F. Phase 6 « Mise en place de tirant 3, bulbe de béton 3 et excavation de la troisième tranche » : C'est l'avant-dernière partie qui consiste à simuler une excavation de 12m et elle est définie par :

- Calcule plastique.
- Activation de l'option Ignore undrained behavior.
- Activer les deux options "Reset displacements to zero" et "Ignore undrained behaviour".
- Choisir l'option "staged of construction" dans le menu "loading input".
- Choisir l'option " day realisation " et y appliqué 20 jours.
- Activer les premiers tirant et bulbe à partir du bouton "Define".

G. Phase 7 « Calcule du coefficient de sécurité de l'ouvrage » : C'est la dernière étape qui nous permet de déterminer le F_s , elle est conditionnée par :

- Calcul Φ -c réduction.
- Activer les deux options "Reset displacements to zero" et Ignore "undrained behaviour".
- Accepter le choix de l'incrément standard évalué à 0,1.

La conception de l'ouvrage, est illustrée par les figures qui suivent :

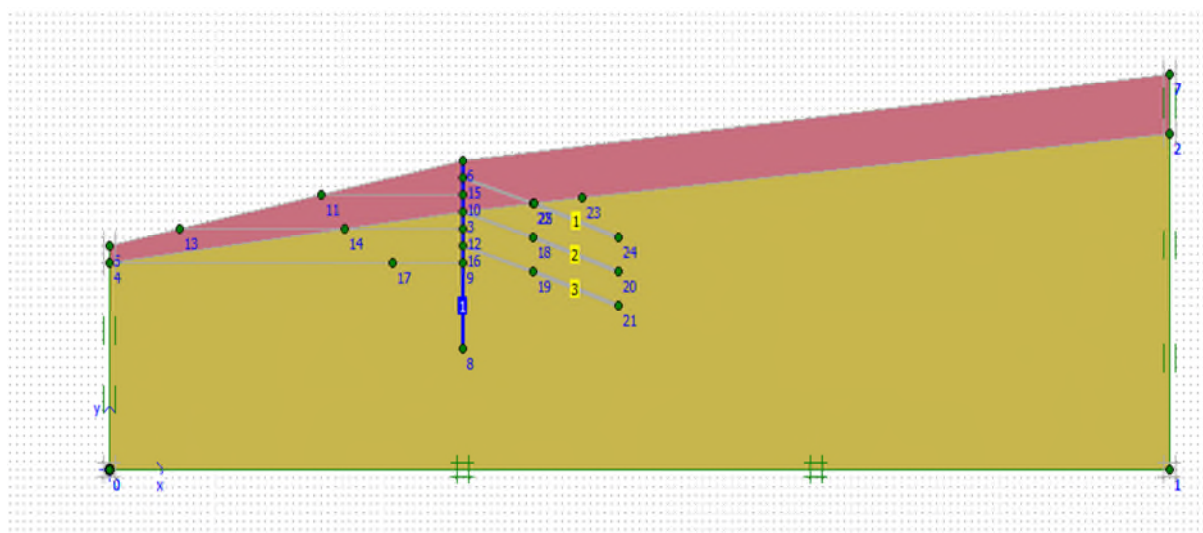


Figure III.11 : Activation du pieu (phase 3).

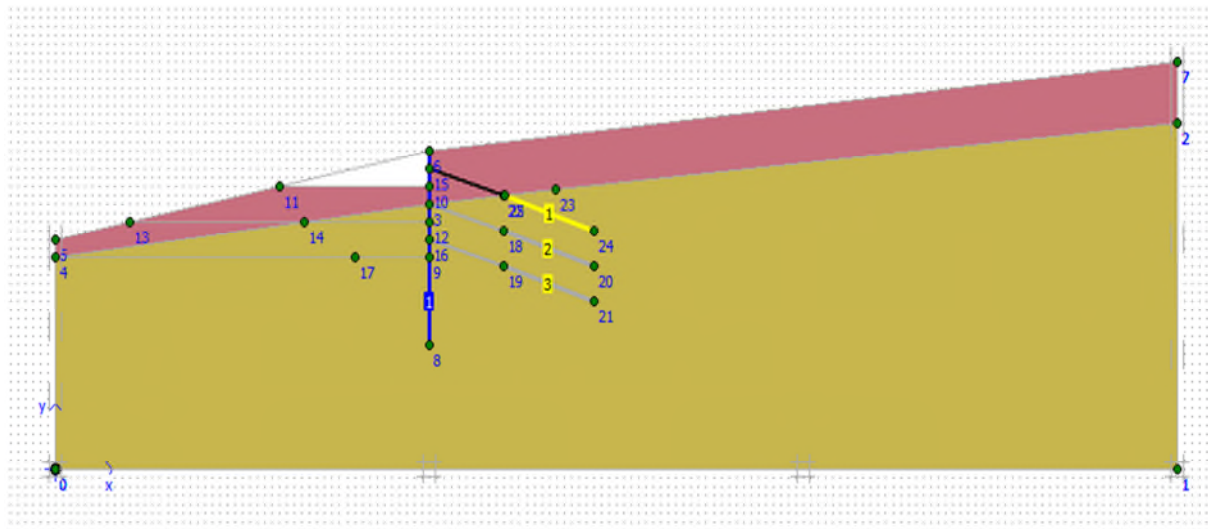


Figure III.12 : Excavation de la première partie et mise en place du premier tirant et bulbe (phase 4).

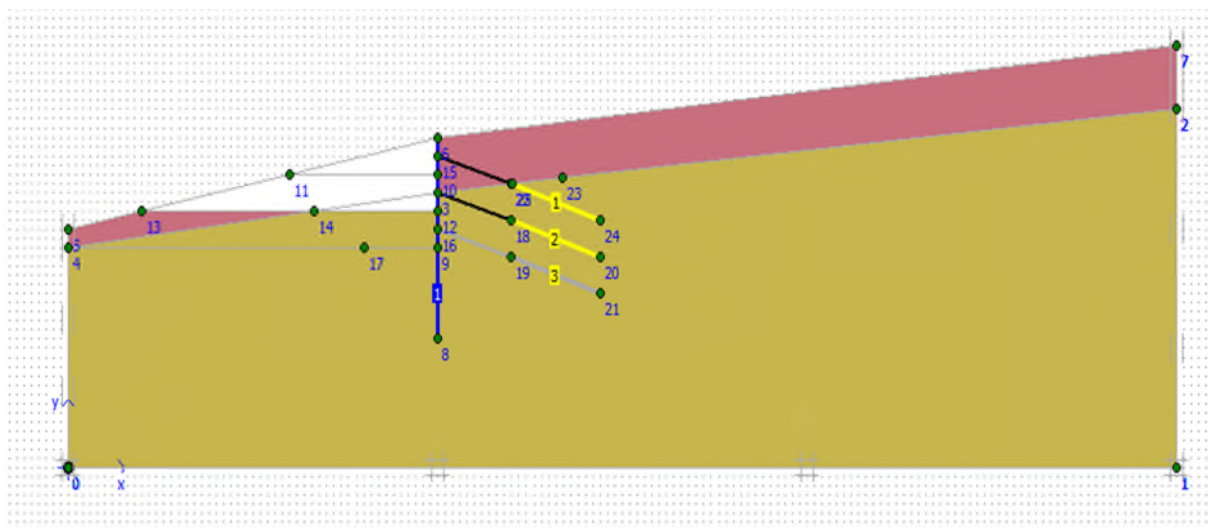


Figure III.13 : Excavation de la seconde partie et mise en place du second tirant et bulbe (phase 5).

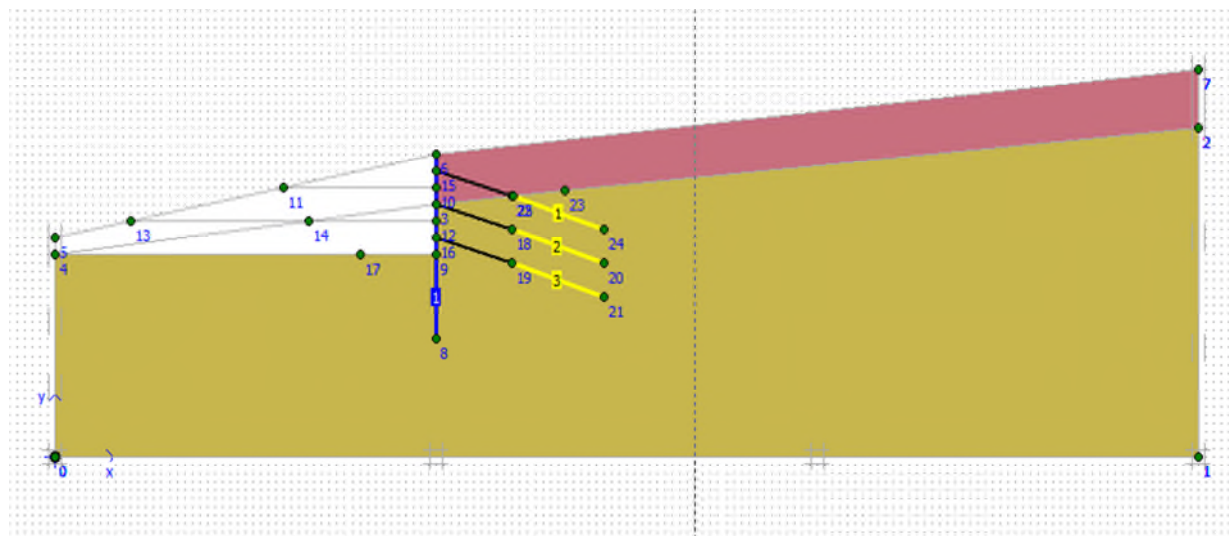


Figure III.14 : Excavation de la troisième partie et mise en place du troisième tirant et bulbe (phase 6).

IV.3. Résultats Obtenus :

Après avoir démarré les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases de réalisation avec le programme "Output ". Premièrement, le calcul du coefficient de sécurité du versant avant la pose du soutènement à donner le résultat suivant $F_s = 0,852$ (figure III.15).

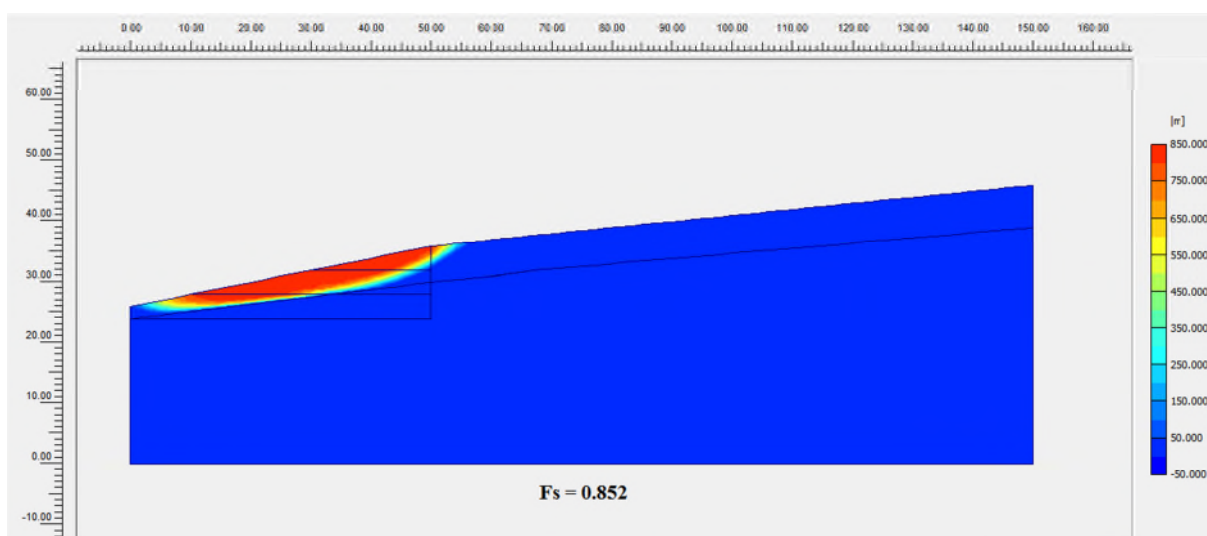


Figure III.15 : coefficient de sécurité avant le soutènement.

IV.3.1. Examen des résultats pour la phase 3 :

Après la mise en place du pieu on constate qu'il est en effet stable. La déformation des éléments le représentant est indiqué sur la figure III.15. On note un très faible déplacement total maximum de $53.12 \times 10^{-3} \text{ m}$.

On remarque aussi que les déplacements horizontaux et verticaux (figure III.16 et III.17) estimés successivement par les valeurs $52.96 \times 10^{-3} \text{ m}$ et $10,94 \times 10^{-3} \text{ m}$ sont des valeurs assez infimes.

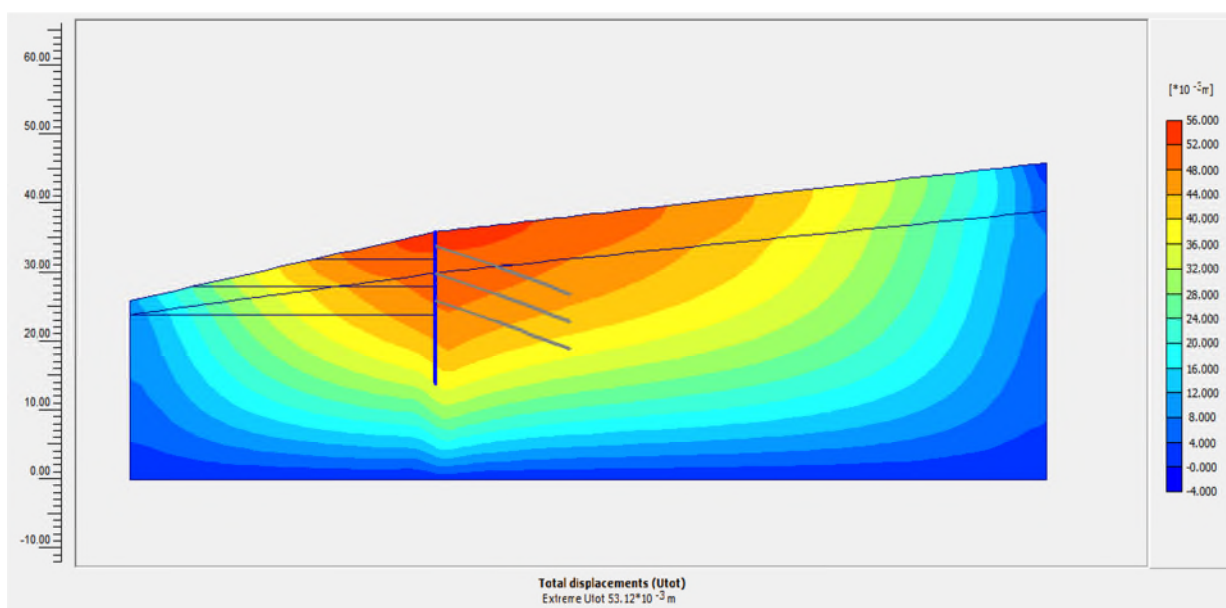


Figure III.16 : Déplacement totale du pieu isolé.

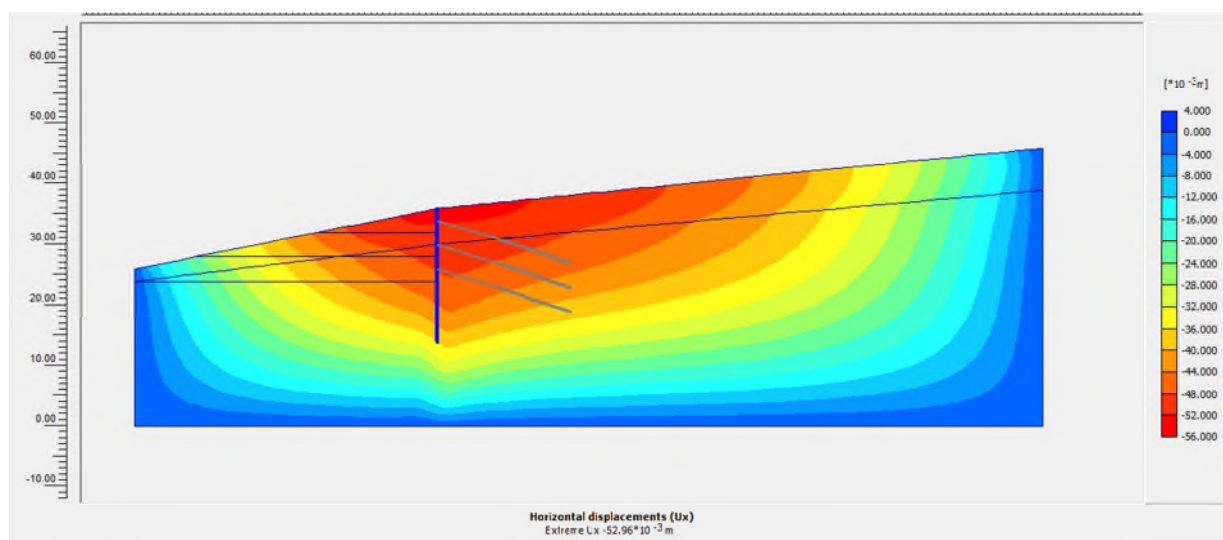


Figure III.17 : Déplacement horizontal du pieu isolé.

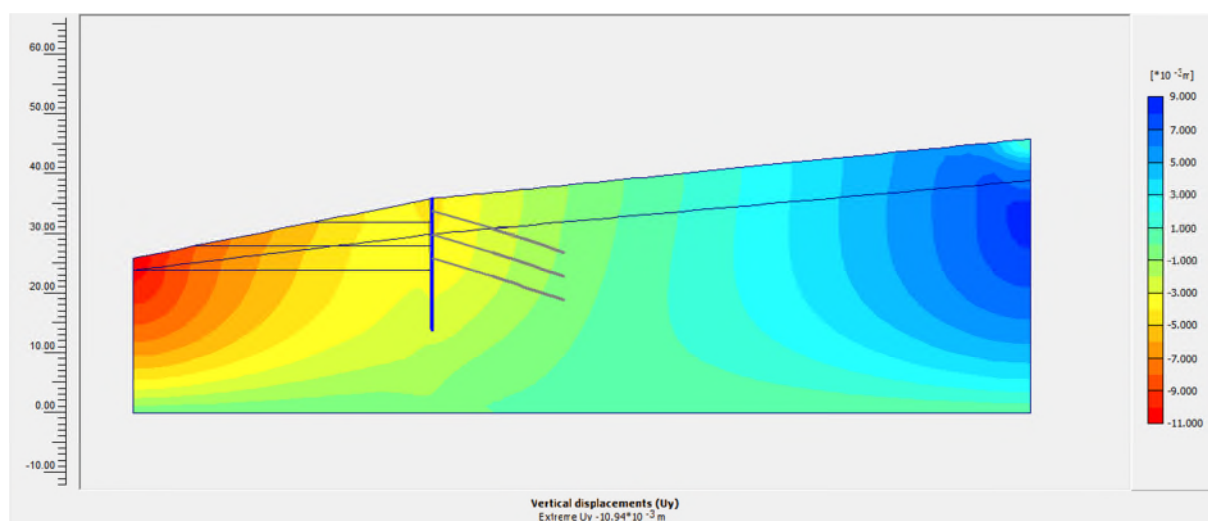


Figure III.18 : Déplacement vertical du pieu isolé.

IV.3.2. Examen des résultats pour la phase 4 :

Après l'excavation d'une parcelle de terrain d'une profondeur de 4 m, la mise en place du premier tirant et le bulbe de béton, on remarque que le terrain demeure toujours stable avec un léger déplacement du pieu, ce qui est tout à fait acceptable.

Les déplacements totaux de l'ouvrage sont représentés sur les figures qui suivent, on notera qu'ils sont en baisse par rapport à la phase 3 puisqu'ils sont évalués à $31.36 \times 10^{-3} \text{ m}$.

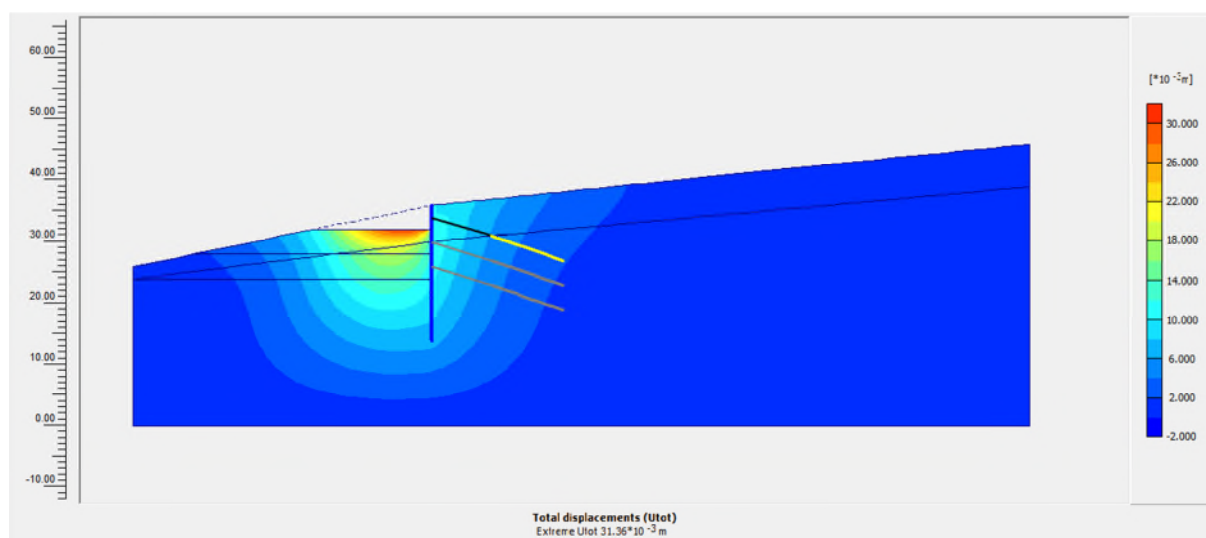


Figure III.19 : Déplacements totaux de l'ouvrage phase (4).

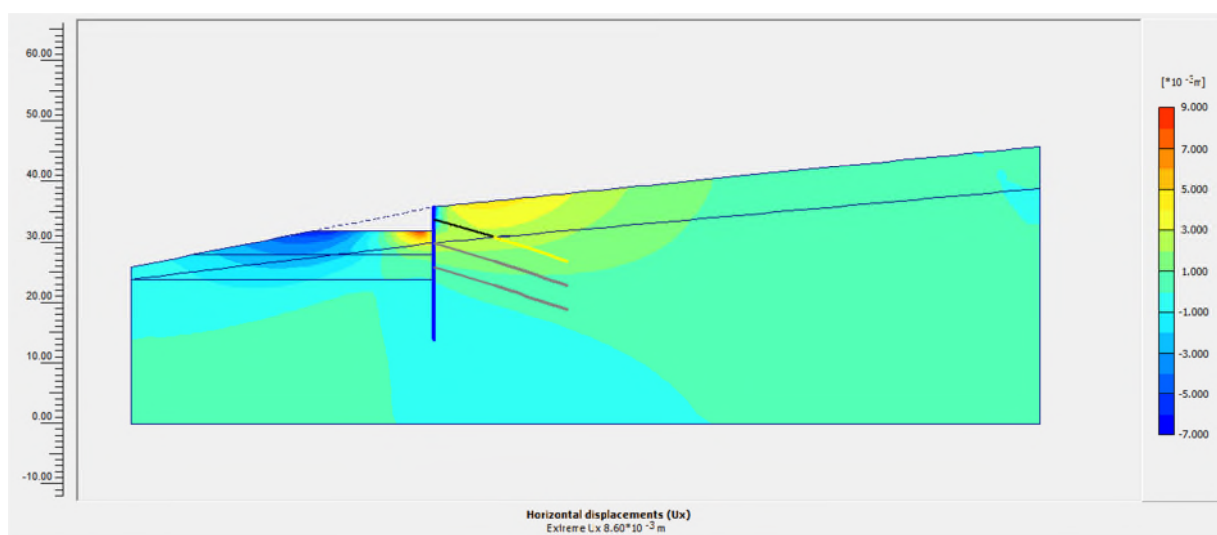


Figure III.20 : Déplacements horizontaux de l'ouvrage phase (4).

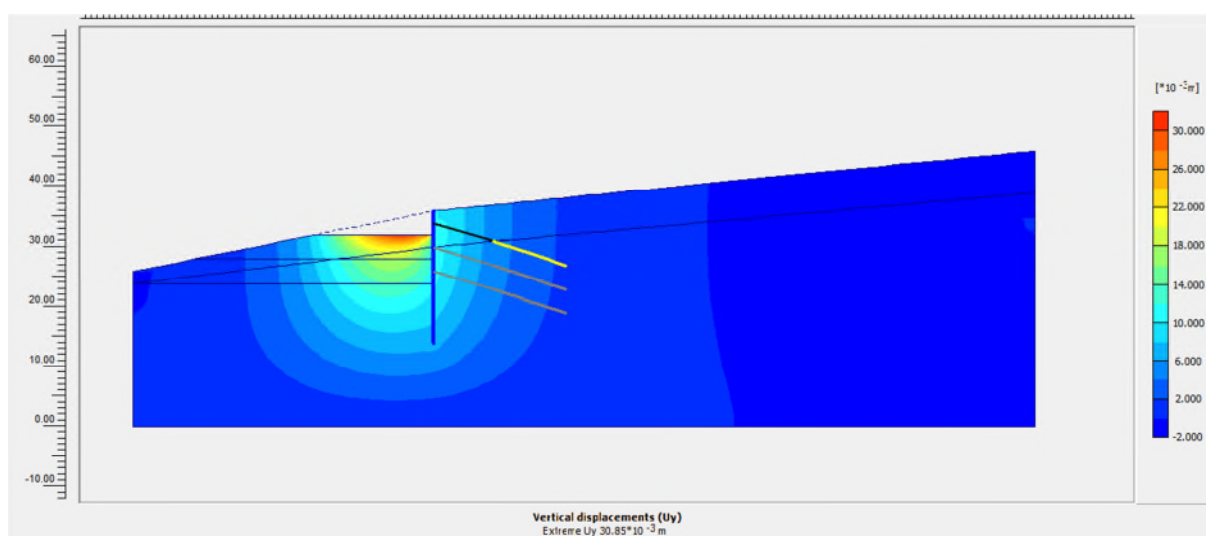


Figure III.21 : Déplacements verticaux de l'ouvrage (phase 4).

IV.3.3. Examen des résultats pour la phase 5 :

L'étape qui suit concerne l'excavation d'une portion de terrain d'une profondeur de 8 m, la mise en place du second tirant et le bulbe de béton, on remarque que le terrain reste continuellement stable avec un infime déplacement du pieu, qui est admissible.

Les déplacements totaux de l'ouvrage sont représentés sur les figures ci-dessous, on remarque qu'ils sont en hausse par rapport aux phases 3 et 4 puisqu'ils sont d'une valeur de $68.74 \times 10^{-3} \text{ m}$.

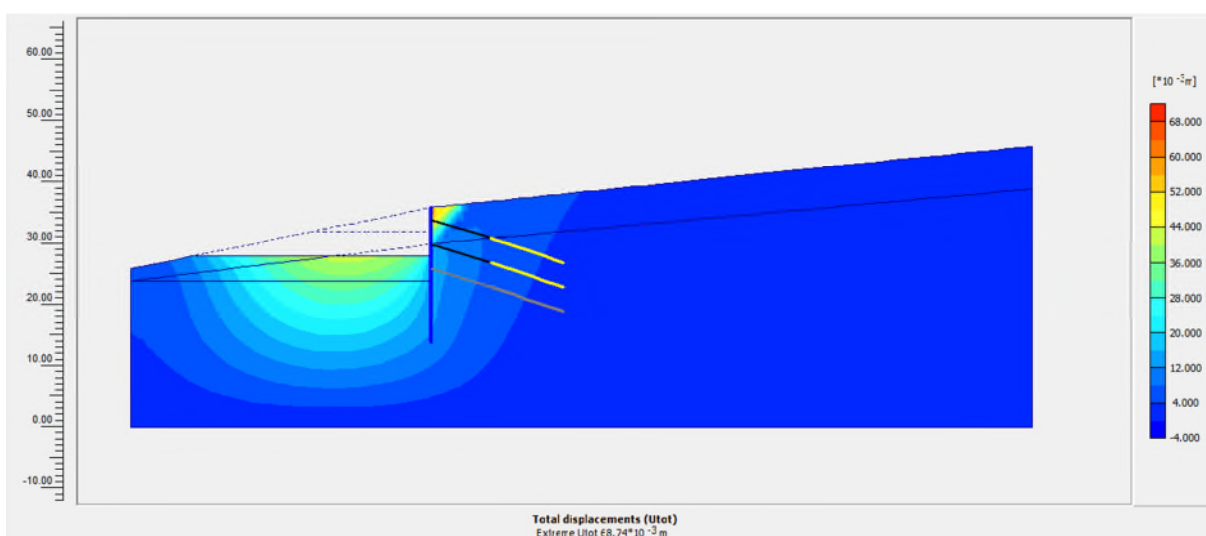


Figure III.22 : Déplacement totaux de l'ouvrage dans la phase (5).

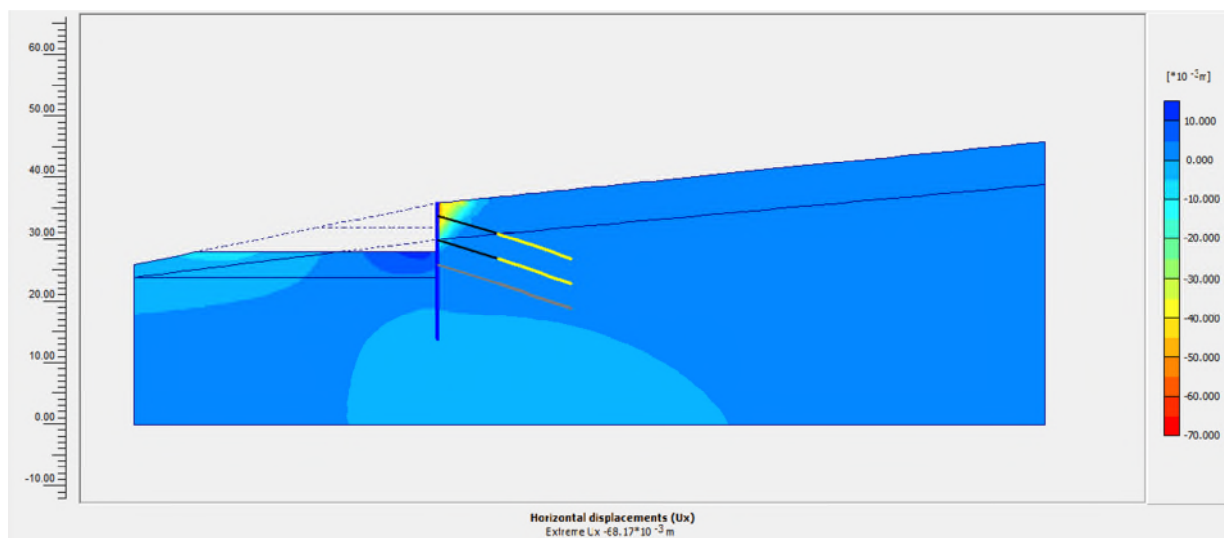


Figure III.23 : Déplacements horizontaux de l'ouvrage phase (5).

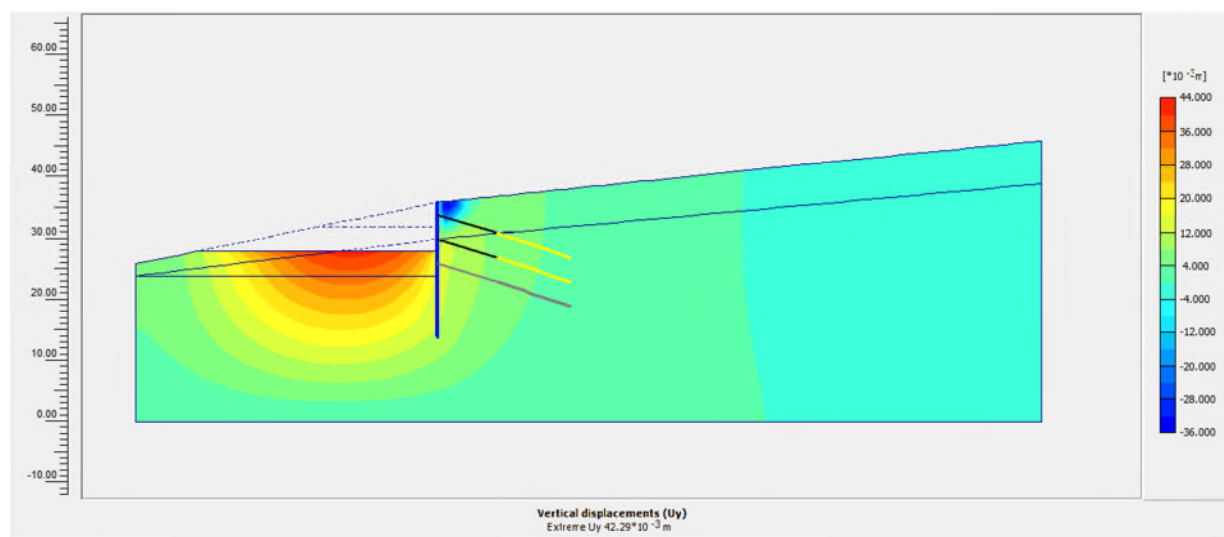


Figure III.24 : Déplacements verticaux de l'ouvrage (phase 5).

IV.3.4. Examen des résultats pour la phase 6 :

La dernière phase est l'excavation d'une tranche de terrain d'une profondeur de 12 m, la mise en place du troisième tirant et le bulbe de béton, on remarque que le terrain est toujours stable avec un infime déplacement du pieu, qui est tolérable comparé à l'envergure de l'ouvrage.

Les déplacements totaux de l'ouvrage sont illustrés sur les figures ci-dessous, on notera qu'ils sont en hausse par rapport aux autres phases puisqu'ils sont de 124.09×10^{-3} .

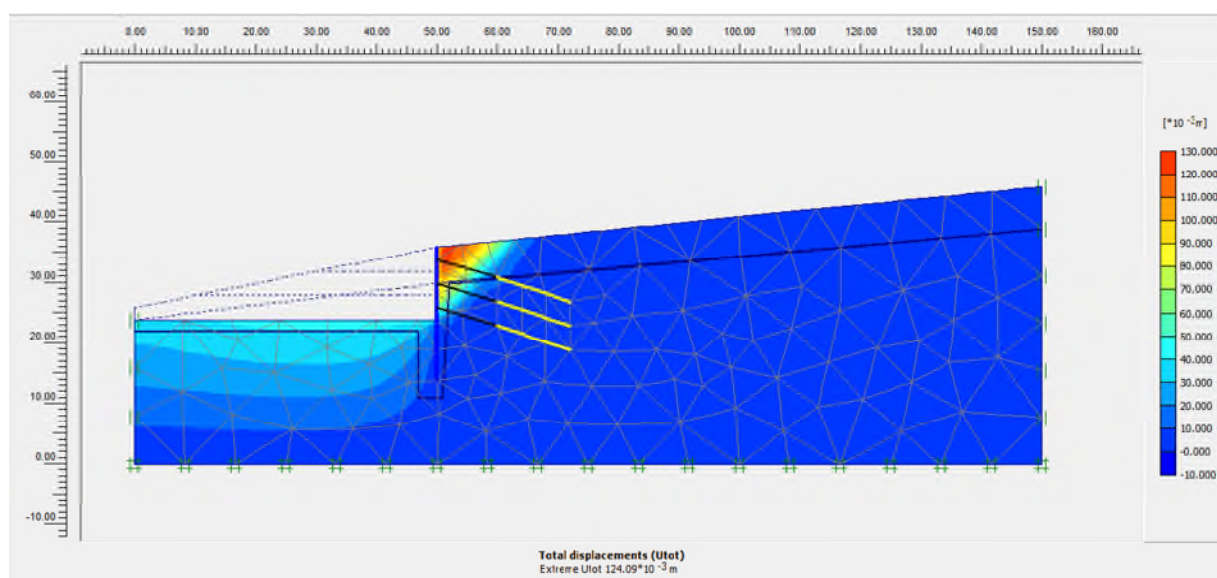


Figure III.25 : Déplacement total de l'ouvrage dans la phase (6).

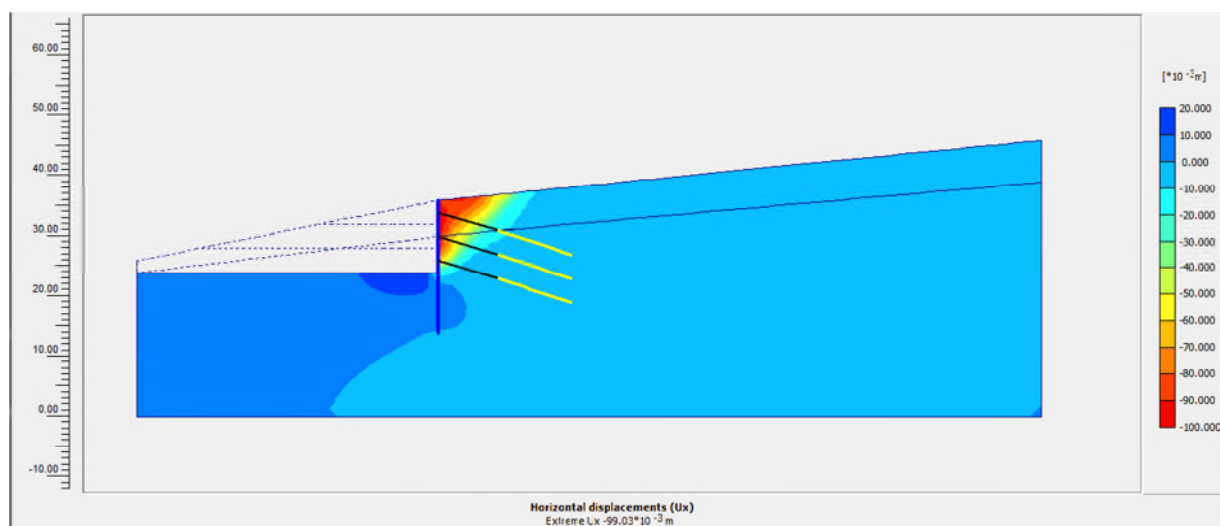


Figure III.26 : Déplacements horizontaux de l'ouvrage phase (6).

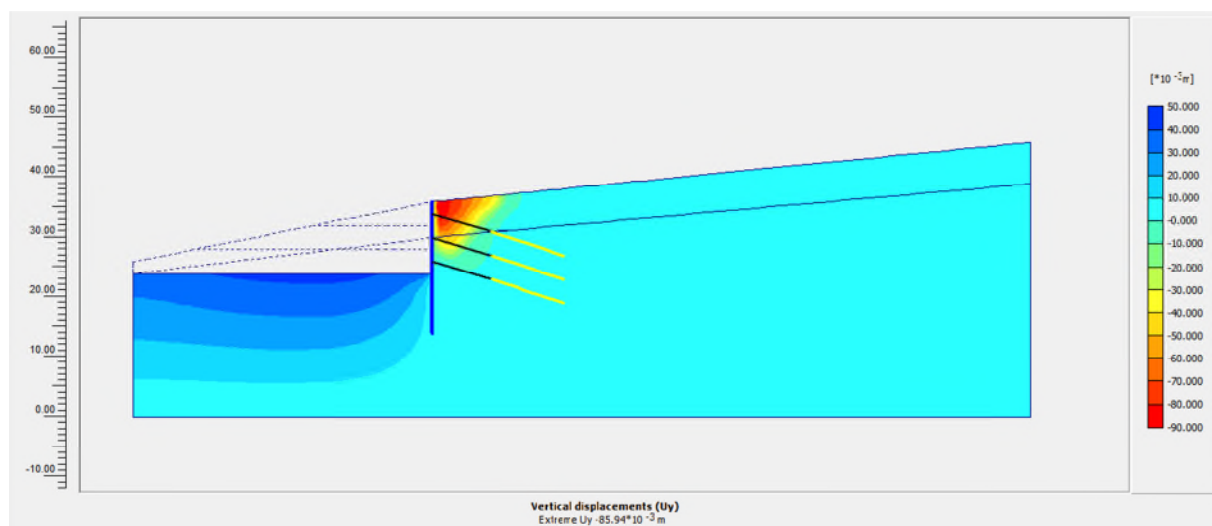


Figure III.27 : Déplacements verticaux de l'ouvrage (phase 6).

IV.3.5 Examen des résultats pour la phase 7 :

Cette phase représente le calcul du coefficient de sécurité après la construction de l'ouvrage. La valeur obtenue est de $F_s = 1.98$, et indique que le versant est stable, en écartant toute hypothèse de glissement à long terme (figure III.27).

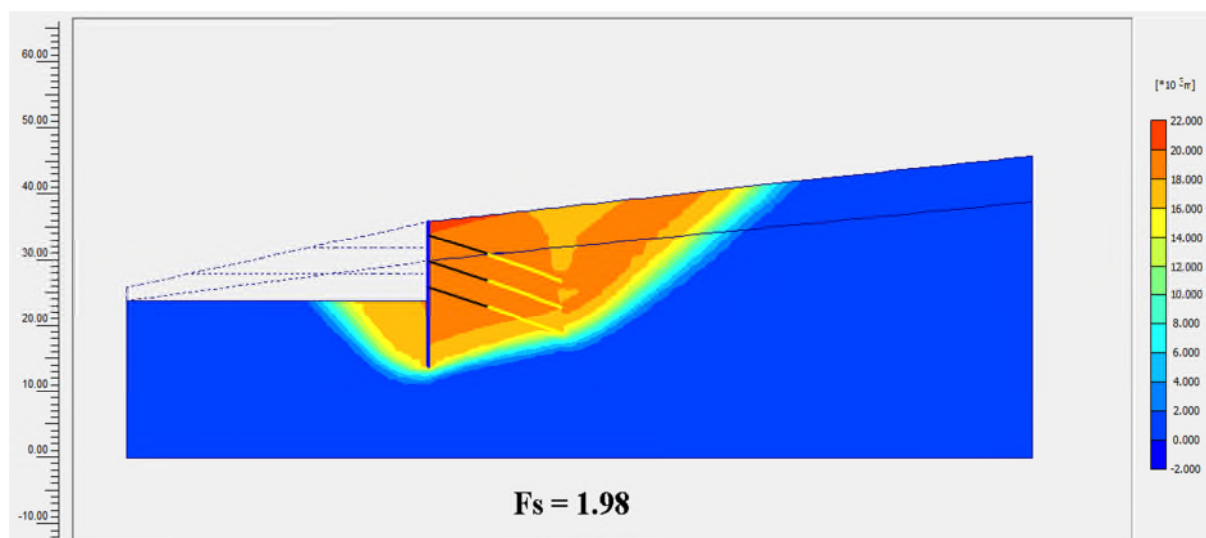


Figure III.28 : calcul du coefficient de sécurité (phase 7).

IV.4. Interprétation générale :

D'après les résultats obtenus, on constate qu'après excavation et le pose du soutènement, le versant est stable dans la majorité des phases. Mis-a-part de légers déplacements évalués à une dizaine de centimètres, ces derniers n'auront aucunes incidences sur l'œuvre, et finiront par s'estompée avec temps.

V. Modélisation par SLIDE V6.0 :

Le logiciel SLIDE V6.0 développé par Rocscience est également utilisé pour l'analyse de la stabilité des pentes et des talus. Ce logiciel est basé sur la méthode d'équilibre limite, qui peut être appliquée pour évaluer la stabilité des terrains selon une surface de glissement déterminée. Incluent désormais des capacités d'analyse déterministe étendues pour l'analyse statistique de la stabilité des pentes en utilisant des techniques de simulation telles que : BISHOP simplifié, JUNBU simplifié, FELLENIUS ...etc.

V.1 présentation du modèle :

Le modèle géométrique ci-dessous a été utilisé dans l'analyse de stabilité, avec une hauteur de 46 m, et une longueur de 150 m.

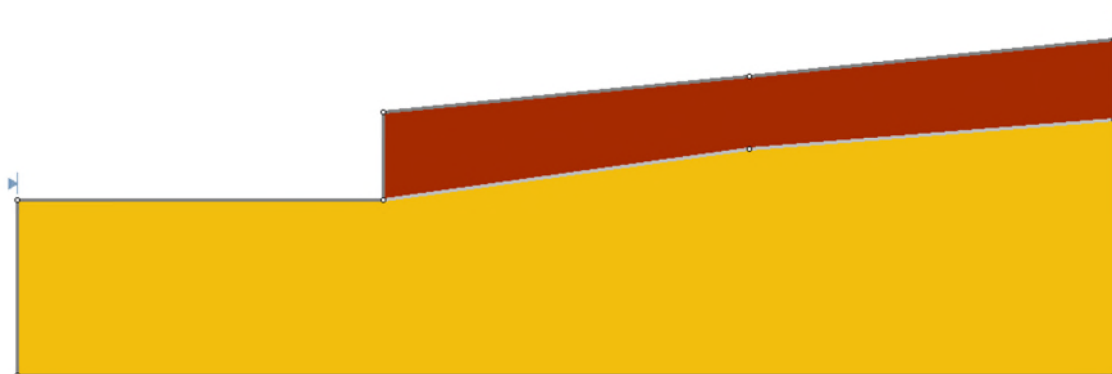


Figure III.29 : géométrie du modèle choisit.

V.1.1. Caractéristique des couches du sol :

Les caractéristiques géotechniques du sol sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Caractéristique géotechnique des couches du sol.

Type de sol	Poids volumique [KN/ m ³]	Cohésion [KN/m ²]	Angle de frottement [Deg]
Argile	20	1	25
Marne	20	25	27

V.1.2. Insertion du niveau phréatique de la nappe d'eau :

Le niveau de la nappe phréatique est situé à 6m au dessous de la surface du sol.

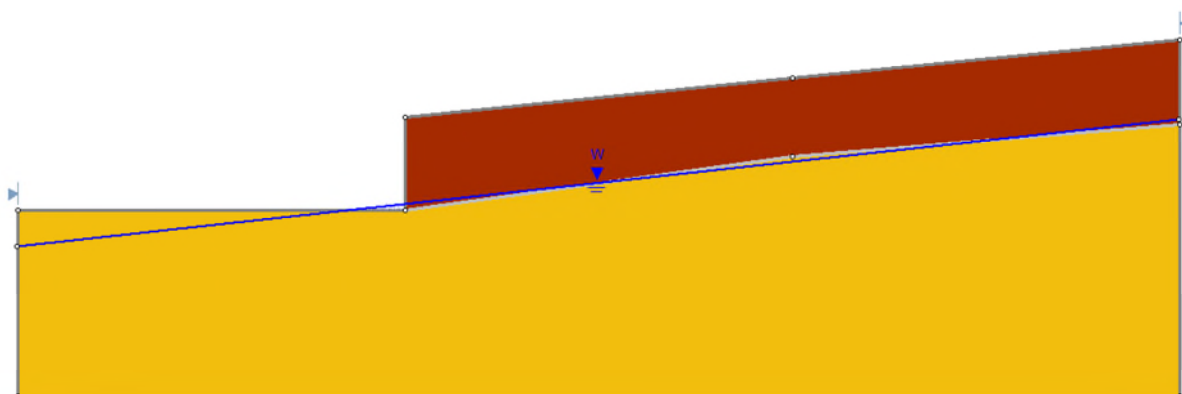


Figure III.30 : Le niveau de la nappe phréatique.

V.2. Application de soutènement :

Le soutènement consiste à appliquer des pieux et des tirants d'ancrage comme le montre la figure ci-dessous.

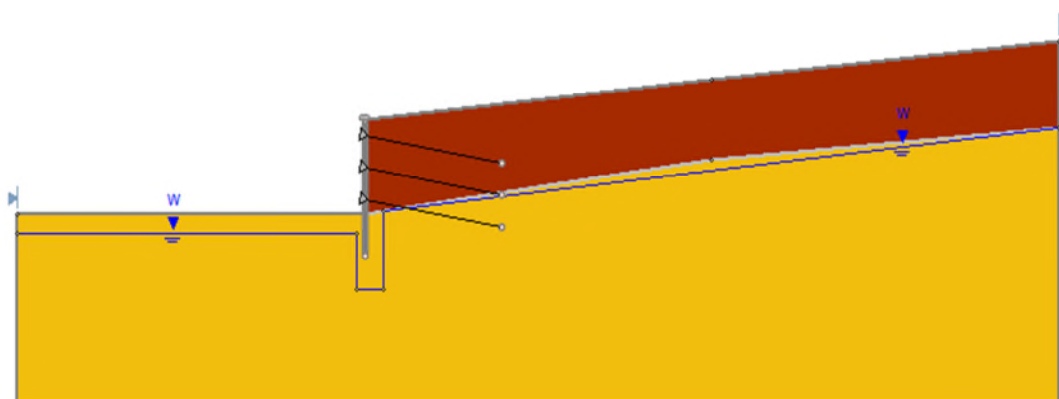


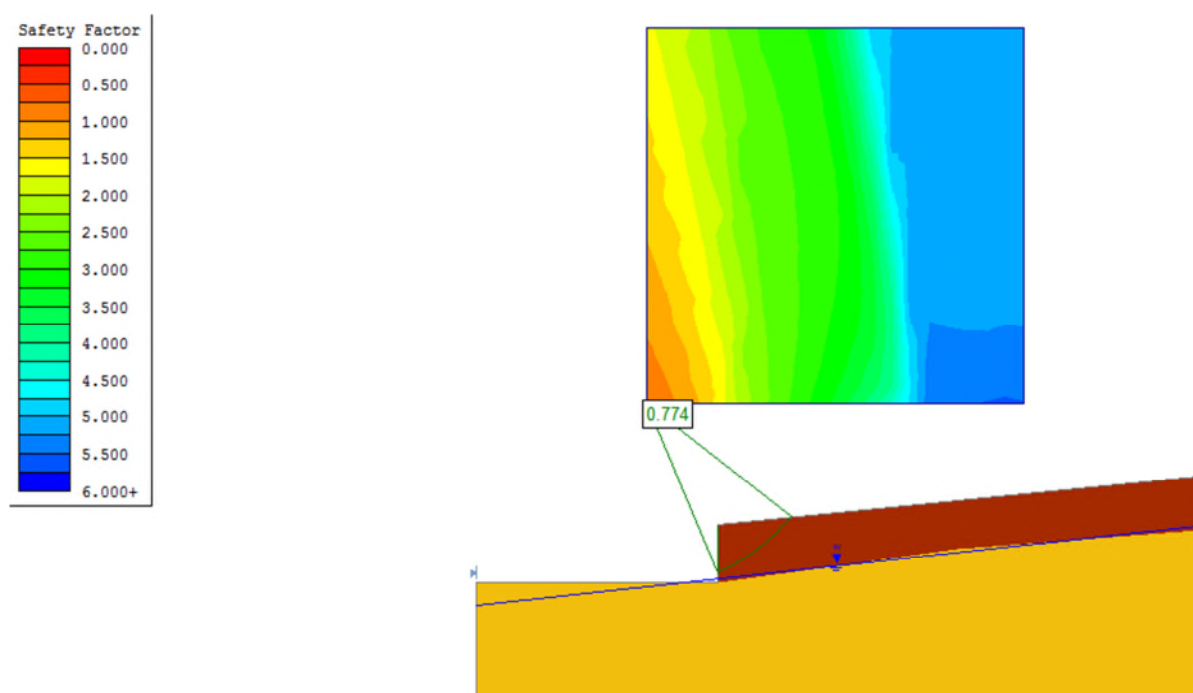
Figure III.31 : Introduction du soutènement.

V.2.1. Propriétés mécaniques et techniques du soutènement :**Tableau III.8 :** Caractéristique mécanique et technique du soutènement.

Type de soutènement	Capacité d'ancrage [KN]	Espacement [m]	Résistance à la flexion [KN]
Pieu	_____	1	5.512×10^6
Tirant d'ancrage	120	1	_____

V.3. Le coefficient de sécurité :**V.3.1. Le coefficient de sécurité (Fs) avant l'application de soutènement :**

Selon la méthode simplifiée de BISHOP, le coefficient de sécurité est égale a (FS = 0.774) ce qui indique que notre terrain est instable .

**Figure III.32 :** Le coefficient de sécurité (Fs) avant le soutènement.

V.3.2. Le coefficient de sécurité (Fs) après l'application de soutènement :

Après l'application du soutènement, nous avons déduit le coefficient de sécurité suivant ($F_s = 2.115$), en utilisant méthode de Bishop simplifiée. Nous pouvons alors remarquer que le terrain est devenu stable.

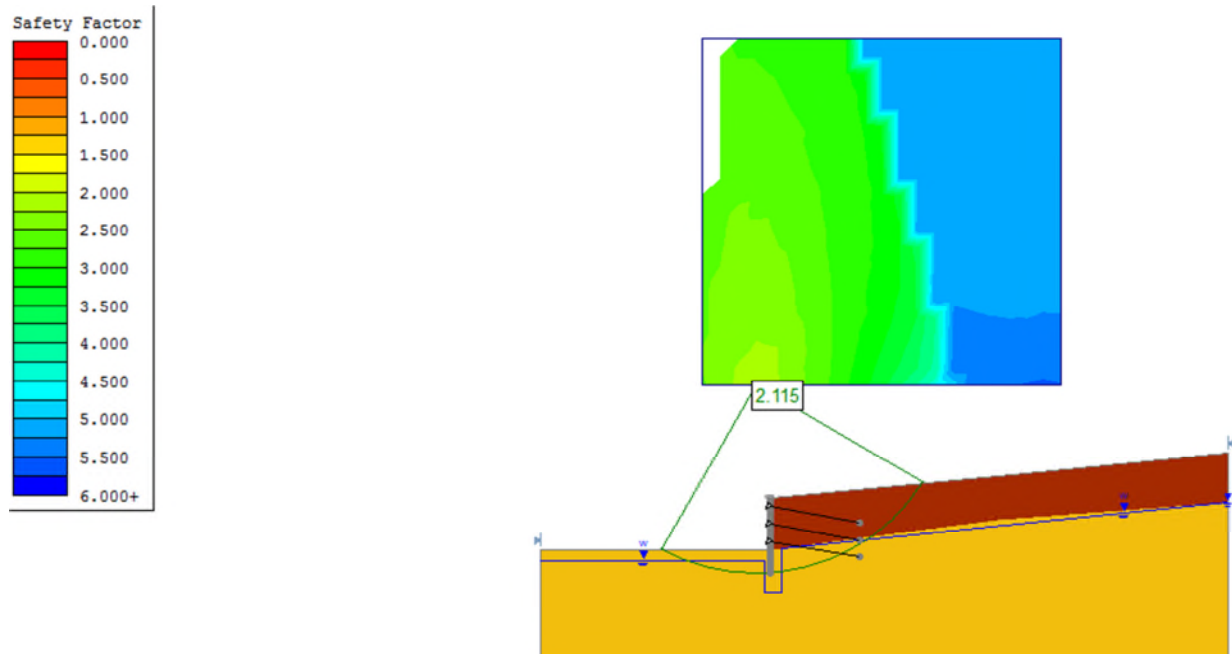


Figure III.33 : Le coefficient de sécurité après le soutènement.

V.3.3. Interprétation des résultats :

D'après les résultats obtenus, on constate qu'après l'excavation, le coefficient de sécurité est $F_s = 0.774$ ce qui implique que le terrain est instable, mais après la pose du soutènement on remarque l'augmentation du coefficient de sécurité $F_s = 2.115$ donc la stabilité du versant est assurée.

VI. Conclusion :

Après avoir présenté notre étude et les résultats obtenus, on conclue que les deux approches de calcul de la stabilité à savoir les méthodes de l'équilibre limite et celle des éléments fini convergent vers un résultat unique. En faisant une comparaison entre le coefficient de sécurité avant la pose du soutènement ($F_s = 0.852$) et après la pose du soutènement ($F_s = 1.98$), on conclue que notre ouvrage est stable grâce au soutènement proposé.

On peut aussi affirmer que la méthode de soutènement caractérisé par la mise en place de pieux perforés et de tirants d'ancrage optée par le groupement d'entreprises MAPA/ INSAAT ETRHB HADDAD assure la stabilité du terrain à court et à long terme.

Conclusion générale

Dans le but de vérifier la stabilité d'un terrain, l'ingénieur possède une panoplie de méthodes de stabilisation, dans notre cas on a choisie deux approches : celle des éléments finis et la méthode de l'équilibre limite. Le premier cas nous permet de calculer la stabilité d'un versant en utilisant des caractéristiques très complexes telles que l'angle de frottement interne, la cohésion, les caractéristiques hydrogéologiques et plein d'autres paramètres qui permettent d'avoir des résultats très proches de la réalité. La seconde méthode qui est plus simple, ne requiert pas autant de données. Cependant elle nous permet d'évaluer la stabilité en se basant sur la méthode des tranches, et nous donne ainsi une évaluation des plus convaincantes.

La modélisation en usant des logiciels de calcul tel que Plaxis et Slide, a une grande importance dans la vérification de la stabilité d'un sol. En effet cette méthode nous a permis d'évaluer et de vérifier la stabilité de notre versant, ainsi que d'approuver les méthodes de stabilisation utilisées.

Les résultats finaux de cette étude montre que le versant est très stable vu la valeur du coefficient de sécurité obtenus au moyen de la méthode des éléments finis réalisée par le logiciel de calcul plaxis et par la méthode de l'équilibre limites effectuée en usant le logiciel Slide. Les deux valeurs sont assez proches et confirme que la solution optée pour le confortement du terrain est approuvable.

L'étude a permis de voir l'effet bénéfique de la mise en place des pieux et des tirants d'ancrage pour la stabilisation du versant. Et cela nous permet d'affirmer que cette méthode de soutènement constitue un moyen très efficace de maintenir le terrain en place et d'éviter l'apparition de glissement pouvant engendrer des dégâts matériels et humains.

Référence bibliographique

- [1] A.Leutwiler, "Glissements de terrain Dynamique " Office fédéral de l'environnement, Division Prévention des dangers , 2009.
- [2] Office fédéral de l'environnement, "Glissements de terrain : hydrogéologie et techniques d'assainissement par drainage, guide pratique ", 2010.
- [3] Durville J.L., Sève G., " Stabilité des pentes, glissements en terrain meuble".Techniques de l'Ingénieur,1996.
- [4] Olivier DEWITTE, "Cinématique de glissements de terrain et prédiction de leur réactivation : approche probabiliste dans la région d'Oudenaarde", 2006.
- [5] Ministère de l'écologie et du développement durable français, " Les mouvements de terrain, dossier d'information, risque naturel majeur", 2011.
- [6] Jean-Pierre MASEKANYA, "Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique", 2008.
- [7] Bertrand FRANCOIS, "Modélisation numérique du comportement hydro-mécanique de la zone instable du versant de Triesenberg, Liechtenstein", 2004.
- [8] CHARLIER R. "Approche unifiée de quelques problèmes non linéaires de mécanique des milieux continus par la méthode des éléments finis", Thèse de doctorat, Université de Liège, 1987.
- [9] CHUGH A.K. "Variable factor of safety in slope stability analysis". Géotechnique,1986.
- [10] Fabrice ROJA, "ouvrages de soutènement", laboratoire de Lyon, 2012.
- [11] BIETH Emmanuel, ENTPE, "cours de mécanique des sols", 2010.
- [12] PROFACTAL engineering and consulting, " conception des ouvrages de soutènement", 2014.
- [13] R. Nova. Fondements de la mécanique des sols. Hermes Science, 2005.

- [14] P. Mestat and M. Prat. Ouvrages en interaction. In Emploi des éléments finis en génie civil. Hermès science, 1999.
- [15] S. Levasseur. Analyse inverse en géotechnique : développement d'une méthode à base d'algorithmes génétiques. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier –Grenoble I, 2007.
- [16] R.B.J. Brinkgreve. Plaxis v8 manuel de référence, Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas, 2003.
- [17] Agence Nationale Des Barrages Et Transferts, “rapport géologique zone du portail nord”, Beni Haroun – Tunnel Pk9,Mila, 2015.
- [18] Agence Nationale Des Barrages Et Transferts, “ouvrage de tête nord rapport de calcul des structures”, Beni Haroun – Tunnel Pk9,Mila, 2014.

Résumé :

Ce travail concerne l'étude et la vérification de la stabilité au niveau du portail nord du tunnel PK9 à Mila, grâce à la modélisation et le calcul par deux approches différentes : les éléments finis et l'équilibre limite. En effet, l'excavation de l'accès au tunnel a généré une instabilité.

Les résultats de la simulation ont permis d'évaluer l'évolution de la stabilité tout au long du processus de soutènement par pieux et tirants d'ancrage.

Mots clés : Instabilité – Mouvements de terrains – Glissement de terrain – Marne – argile – PLAXIS – SLIDE – soutènement – pieux – Coefficient de sécurité – portail nord.

Abstract:

This work concerns a study and verification of tunnel north portal PK9 stability's, all of that with simulation and calculation using two different approaches: finites elements and limit equilibrium. In fact, the excavation of the tunnel access has generated instability.

The simulation results have permitted us to evaluate the stability evolution's for supporting process with pile and anchors draught's.

Key words : instability – land movement – landslide – clay – marl – PLAXIS – SLIDE – pile – anchor – safety factor – north portal .

CHAPITRE II

LES METHODES DE STABILISATION

CHAPITRE I

LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

CHAPITRE III

CAS D'ETUDE DU PORTAIL NORD DU TUNNEL PK9

ANNEXES
